MÉCANISME DE L'EAU

ET

PRINCIPES GÉNÉRAUX POUR L'ÉTABLISSEMENT

D'USINES HYDRO-ÉLECTRIQUES

PAR

RENÉ KOECHLIN

INGÉNIEUR

ANCIEN ÉLÈVE DE L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE ZURICH

AVEC LA COLLABORATION DE

MAURICE KOECHLIN

INGÉNIEUR

ANCIEN ÉLÈVE DE L'ÉCOLE D'INGÉNIEURS DE LAUSANNE

TOME PREMIER

PARIS ET LIÉGE

LIBRAIRIE POLYTECHNIQUE CH. BÉRANGER

PARIS, 15, RUE DES SAINTS-PÈRES, 15

LIÉGE, 6, RUE DES DOMINICAINS, 6

1924

TOME PREMIER

MÉCANISME DE L'EAU

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

TABLE DES MATIÈRES

DU TOME PREMIER

Pages

Introduction 1

PREMIÈRE PARTIE

MÉCANISME DES COURS D'EAU

CHAPITRE PREMIER

CYCLE DE L'EAU DANS LA NATURE ET ÉNERGIE DISPONIBLE

Cycle de l'eau dans la nature 9
Energie correspondant au cycle de l'eau 9
Energie hydraulique de la Suisse 10

CHAPITRE II

PRÉCIPITATIONS ATMOSPHÉRIQUES (*Pluie et neige*)

Forme des précipitations 13
Evaporation 13
Pluviomètres 14
Variation des précipitations sur la surface du globe avec les années . . 15
Variation des précipitations atmosphériques avec les régions et l'altitude 16
Variations des précipitations pour un même endroit. 21
Précipitation maximum 22
Neige. 22
Limite des neiges 23
Limite des glaciers 24

CHAPITRE III

DÉBITS DES COURS D'EAU

Eau superficielle et eau souterraine 25
Coefficient de ruissellement ou d'écoulement 26
Jaugeage du débit 28

Pages

Relation entre les débits et les hauteurs limnimétriques 30
Courbe de régime (débit par rapport au temps) d'un cours d'eau et courbe de fréquence (durée) des débits 33
Etablissement de la courbe approximative de débit d'un cours d'eau par analogie 35
Exemples et particularités de courbes de débit 37
Variations dans les courbes du débit moyen mensuel et variations du débit moyen annuel. 44
Débits caractéristiques pour l'établissement d'une usine hydraulique . . 47
Rapport entre les débits extrêmes et le débit moyen. 48

CHAPITRE IV

ÉTUDE THÉORIQUE DU MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU DANS UN COURS D'EAU

Résistance due au frottement contre les parois 51
Résistance intérieure de l'eau par suite de la cohésion ou viscosité . . 55
Répartition des vitesses des filets liquides dans une section transversale d'un cours d'eau 57
Premier cas : section rectangulaire infiniment large. 61
Deuxième cas : section rectangulaire de faible largeur par rapport à la profondeur 62
Relation entre la vitesse de fond (vitesse le long des parois), la pente et le rayon moyen de la section 64
Relation entre la vitesse moyenne, la pente et le rayon moyen hydraulique 67
Travail de frottement et travail intérieur de l'eau dans la section d'un cours d'eau 68
Courbes d'égales vitesses 72

CHAPITRE V

FORMULES PRATIQUES POUR LE MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU DANS UN COURS D'EAU

Rappel de formules théoriques 75
Vitesse de l'eau dans les canaux de faible largeur 77
Mode de détermination de la valeur pratique de K 78
Utilisation des essais donnant la vitesse moyenne v_m pour déterminer K. 79
Utilisation des essais permettant de déterminer la valeur de K_1 . . . 80
Précautions à employer dans l'utilisation des essais 81
Résultats pratiques et formules à employer 82
Rapport de la vitesse efficace de fond v_{fm} à la vitesse moyenne v_m . . 84
Rapport entre la vitesse moyenne v_m et la vitesse maximum de surface v_{SM} 85

Pages

Relation entre les vitesses dans un même profil pour différents niveaux d'eau 86
Note sur la valeur du coefficient μ 87

CHAPITRE VI

ÉTUDE THÉORIQUE DE LA FORMATION DU PROFIL EN TRAVERS ET DU PROFIL EN LONG D'UN COURS D'EAU NATUREL

Vitesse limite correspondant à l'érosion sur une surface horizontale . . 93
Talus naturel d'un terrain 94
Equilibre d'un corps (ou d'une particule de terrain) sur un talus naturel. 94
Vitesse limite d'équilibre sur un talus exposé au mouvement de l'eau (cas des berges d'une rivière) 96
Forme d'équilibre du profil en travers 98
La forme et les dimensions du profil en travers d'équilibre ne sont fonction que de la pente et de la nature du terrain. 104
Pente correspondant à un débit déterminé 105
Vitesse moyenne d'un profil d'équilibre. 110

CHAPITRE VII

ADAPTATION DES LOIS THÉORIQUES A L'EXPLICATION DE LA FORMATION DU LIT DES COURS D'EAU

Influence de la variation des débits. Débit normal d'équilibre. . . . 113
Profils normaux d'équilibre pour différents débits 114
Influence des variations de débit sur le lit normal à pente i_n 115
Variations périodiques du lit 117
Conditions à remplir pour que la section d'un cours d'eau se développe suivant le profil normal 117
Influence de la variabilité des débits 118
Influence de l'inégalité de consistance du terrain. 118
Influence du revêtement des rives et de la végétation 121
Influence du tracé en courbe sur le profil de la section (serpentins) . . 123
Profil d'un cours d'eau en courbe 125
Influence du débordement aux hautes eaux (profil à lit mineur et majeur). 126
Formation du lit d'une rivière dans le rocher. 130
Modifications successives du profil en long d'un fleuve 133
Influence de l'érosion fluviale sur le relief du sol terrestre 137

CHAPITRE VIII

RÉCAPITULATION DES LOIS SUR LA FORMATION DES COURS D'EAU NATURELS ET SUR LE MOUVEMENT DE L'EAU DANS CEUX-CI

. 139

Pages

CHAPITRE IX

TRANSPORT DES MATÉRIAUX (GALETS, GRAVIERS, SABLES) DANS UN COURS D'EAU

Mode de transport 147
Quantité de matériaux charriés par un cours d'eau 155
Influence du charriage des graviers, du sable et de la vase sur les lois de l'écoulement 157

CHAPITRE X

FORMATION DE LA GLACE ; CHARRIAGE DE CELLE-CI DANS LES COURS D'EAU

Formation de la glace dans les réservoirs ou lacs 159
Formation de la glace dans un cours d'eau 163

CHAPITRE XI

MÉCANISME DES GLACIERS

Classification des glaciers. 167
Définition des différentes parties d'un glacier. 168
Aspects du glacier 171
Propriétés de la glace 172
Mouvements de la neige. Avalanches 174
Glaciers se mouvant accidentellement sur une forte pente 175
Théorie des glaciers se mouvant régulièrement sur une pente 176
Pressions horizontales à l'intérieur d'un bloc de glace 177
Etude du mouvement du glacier glissant sur un plan incliné. . . 180
Rayon moyen d'un glacier de largeur finie 189
Conclusions pratiques à tirer de la théorie des glaciers. 190
Répartition des vitesses de marche d'un glacier dans un profil en travers 194
Répartition des vitesses de marche dans un profil en long 200
Variation de la vitesse du glacier avec les saisons 202
Avance et retrait des glaciers 203
Formation du profil en travers et du profil en long d'un glacier . . . 206
Erosion et approfondissement du glacier 211
Mouvement des glaciers polaires. 214

CHAPITRE XII

ÉROSION GLACIAIRE ET ÉROSION FLUVIALE. DÉPOT DES ALLUVIONS

Provenance des matériaux d'érosion. 219
Nature des matériaux transportés par le glacier 220
Importance de l'érosion glaciaire et de l'érosion fluviale dans le rocher . 221
Dépôt des alluvions. 223
Période de plus grande activité de l'érosion 225

Pages

CHAPITRE XIII

LES LACS ET LEUR FORMATION

Durée géologique limitée des lacs 227
Lacs glaciaires 228
Autres causes de formation des lacs 233
Formation des lacs successifs de la Scandinavie (fiords, etc) 234

DEUXIÈME PARTIE

MÉCANISME DE L'EAU DANS LES TUYAUX ET LES DIFFÉRENTS OUVRAGES D'UNE INSTALLATION HYDRO-ÉLECTRIQUE

CHAPITRE XIV

ÉTUDE THÉORIQUE DU MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU SOUS PRESSION DANS LES TUYAUX (CANALISATIONS FORCÉES)

Vitesses des filets d'eau dans un tuyau. 237
Relation entre la vitesse moyenne, la longueur d'un tuyau, son rayon et la perte de charge 242

CHAPITRE XV

FORMULES PRATIQUES POUR LE MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU DANS LES TUYAUX. SIMILITUDE DE LA FORMULE POUR TUYAUX AVEC CELLE DES CANAUX A CIEL OUVERT. COMPARAISON DES DIFFÉRENTES FORMULES.

Formule pratique pour le mouvement de l'eau dans les tuyaux . . . 247
Comparaison des résultats trouvés à l'aide de la formule ci-dessus avec ceux donnés par les formules en usage jusqu'ici et avec les essais . . 249
I. — Tuyaux 250
II. — Canaux à ciel ouvert 253

CHAPITRE XVI

RÉTRÉCISSEMENT OU ÉLARGISSEMENT DE PROFIL DANS UN COURS D'EAU OU DANS UN CANAL

Cas général 257
Passage de l'eau entre les piliers d'un pont ou d'un barrage mobile . . 259
Entrée de l'eau d'un bassin ou d'un cours d'eau dans un canal. . . . 262

Pages

Passage de l'eau à travers les grilles 263
Ecoulement de l'eau par des vannes ou par des orifices de vidange rectangulaires 263

CHAPITRE XVII

DÉVERSOIRS ET BARRAGES

Différentes formes de déversoirs. 265
Formules donnant les conditions d'écoulement de déversoirs (barrages) *complets* 266
Formules donnant les conditions d'écoulement de déversoirs (barrages) *incomplets* ou *noyés* 270

CHAPITRE XVIII

CALCUL DE LA COURBE DE REMOUS PRODUITE PAR UN BARRAGE

Première méthode 276
Seconde méthode 280

CHAPITRE XIX

LE COUP DE BÉLIER

Coup de bélier de fermeture ; sa valeur maximum au distributeur . . 286
Coup de bélier d'ouverture ; sa valeur maximum au distributeur . . . 289
Coup de bélier en un point quelconque de la conduite (fermeture) . . 292
Résumé. 294

CHAPITRE XX

LES TURBINES HYDRAULIQUES

Généralités 297
Classifications 297
Turbine Francis 303
Turbine Pelton. 306
Aspiration 309
Pertes et rendements 310
Limites d'emploi des turbines 312
Caractéristiques. 320
Réglage. Régulateurs 326

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO
COMISION TECNICA Y FINANCIERA
HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
MONTEVIDEO URUGUAY

INTRODUCTION

L'utilisation des forces hydrauliques a pris, dans ces dernières années, un développement de plus en plus important.

Avant que le transport de l'énergie électrique à distance fût entré dans le domaine de la pratique, on ne pouvait employer la force hydraulique que sur place, et c'est donc le long des cours d'eau, appropriés à l'établissement de moteurs hydrauliques, que les zones d'industrie se sont formées. Maintenant, au contraire, la force produite peut être transportée à de très grandes distances, jusqu'aux nouveaux centres de consommation, qui se sont groupés de préférence dans la banlieue des villes, où la main-d'œuvre facile et les voies de communication ont favorisé l'établissement des fabriques.

Stimulée par la concurrence de l'électricité, comme agent de lumière et de force, l'industrie du gaz et des moteurs thermiques a fait également des progrès considérables : le gaz par une meilleure utilisation des sous-produits, par une fabrication plus perfectionnée et par l'invention des becs à incandescence ; les moteurs thermiques par l'invention des moteurs à explosion, du moteur Diesel et des turbines à vapeur. Nous avons ainsi assisté à un développement parallèle intense des modes de production de force au moyen de moteurs thermiques et hydrauliques ; les Centrales de distribution ont été installées sur des bases de plus en plus larges, d'abord par

Nous avons donc cru faire une œuvre utile en cherchant à donner dans le présent ouvrage d'abord (première partie) la théorie complète du mécanisme des cours d'eau naturels, puis (seconde partie) la théorie du mouvement de l'eau à son passage dans les différents ouvrages d'une installation hydraulique. Nous avons établi ensuite (troisième partie) les principes généraux qui doivent être observés dans l'établissement d'une usine hydro-électrique et de ses ouvrages, principes qui découlent le plus souvent des théories précédentes ou sont le résultat des expériences fournies par la pratique.

Comme complément à l'étude du mécanisme des cours d'eau, qui se trouve dans la première partie de ce livre, nous donnons une théorie nouvelle du mouvement des glaciers. Celle-ci permet d'expliquer non seulement leur régime actuel, mais elle montre également le rôle considérable qu'ils ont joué dans la formation géologique de nos contrées.

Notre livre contient beaucoup de déductions et de calculs théoriques nouveaux qui effrayeront peut-être à première vue le praticien, mais qui étaient néanmoins nécessaires. Nous avons d'ailleurs résumé dans chaque cas les résultats de nos déductions et les formules pratiques qui en découlent, de manière à faciliter leur emploi.

Plus on avancera dans la connaissance du mécanisme des cours d'eau, plus on constatera l'équilibre parfait qui existe dans ce domaine comme d'ailleurs dans la nature entière. L'ingénieur qui, par ses travaux, vient rompre cet équilibre, devra bien se rendre compte des conséquences résultant du nouvel état de choses qu'il crée, sous peine de s'exposer aux plus graves mécomptes ; il ne le pourra qu'en connaissant parfaitement les lois de la nature qui régissent l'écoulement des eaux.

La connaissance exacte du mécanisme des cours d'eau

doit donc constituer la base de toute étude d'un ingénieur hydraulicien. Elle a, au contraire, été complètement négligée jusqu'ici. Beaucoup d'ingénieurs ayant travaillé dans ce domaine estiment que chaque rivière a un autre caractère et doit être traitée différemment. Jusqu'à un certain point cette appréciation est justifiée, mais il n'en est pas moins vrai que tous les cours d'eau obéissent à certains principes généraux et que la diversité de leurs régimes n'est due qu'à la diversité de la nature, du relief du sol de leurs bassins et du régime des pluies. La connaissance des principes généraux du mécanisme des fleuves est indispensable pour établir une installation de la manière la plus rationnelle et la plus économique possible. La plupart du temps, après une étude soignée des données du problème, la meilleure solution s'imposera d'elle-même. Si l'on examine, à la lumière des principes qui sont exposés dans cet ouvrage, les installations diverses exécutées dans la pratique, on constatera, au contraire, que les solutions sont aussi diverses, aussi disparates et souvent aussi peu rationnelles que possible.

Notre but n'est pas de fournir des indications précises sur la construction de détails des différents organes qui constituent une installation de force motrice. Un pareil travail nous entraînerait trop loin et rentre dans des domaines si variés qu'il est impossible de le réunir dans le cadre d'un seul ouvrage. D'ailleurs les solutions pour ces différentes constructions se modifient d'année en année et les constructeurs spécialistes seuls pourront se tenir toujours au courant des progrès réalisés.

L'ingénieur qui fait le projet d'une grande installation devra donc s'adresser à des maisons de construction et à des entrepreneurs de premier ordre pour l'établissement des projets des différents ouvrages ; il y trouvera toujours grand avantage. Un bon exécutant, surtout dans

le domaine de l'hydraulique, est une condition essentielle de réussite et ne peut être remplacé par des cahiers des charges, si bien étudiés soient-ils. A notre avis, un cahier des charges doit surtout stipuler les conditions générales de bon fonctionnement, sans trop entrer dans les détails, de manière à laisser la pleine responsabilité au constructeur, qui reste le meilleur juge pour l'exécution des constructions elles-mêmes.

Par contre, le choix de la force motrice répondant le mieux aux besoins de la consommation, les dispositions générales des installations et les dispositions spéciales pour l'établissement de chaque ouvrage, sont autant de problèmes où, même avec une longue pratique, des directives générales étayées sur la connaissance des lois du mécanisme de l'eau dans la nature, sont certainement indispensables ; nous avons cherché à donner ces bases d'étude dans le présent ouvrage.

Puisse ce livre être, pour les ingénieurs s'occupant d'affaires hydrauliques, le point de départ de nouvelles recherches destinées à dégager toujours davantage les principes fondamentaux de l'hydraulique pratique, afin d'arriver à mettre, le plus rationnellement possible, les forces hydrauliques de la nature au service de l'industrie.

La plupart des ouvrages parus jusqu'ici sur l'utilisation des forces hydrauliques sont une simple compilation de documents sur des installations exécutées. Ces renseignements sont certainement précieux, mais ils ne pourront être utilisés avec fruit que si l'on possède les connaissances nécessaires pour ne retenir que ce qu'il y a de bon dans chaque cas ; autrement le lecteur, devant la diversité des solutions, se trouve dans l'indécision sur celle qu'il doit adopter. Notre livre pourra servir de base à sa critique. Nous lui laisserons le soin de la faire et nous nous contenterons de porter son attention sur les

dangers de certaines constructions encore en usage dans la pratique.

Avant d'exécuter un projet, l'ingénieur fera toujours bien de visiter des installations analogues. Notre ouvrage lui donnera les bases pour en reconnaître les inconvénients et les avantages et pour y trouver des données pour ses propres constructions.

Pour terminer, nous exprimons notre gratitude à tous les ingénieurs et à toutes les Sociétés qui ont bien voulu nous donner des renseignements pour l'exécution de notre ouvrage, en particulier à M. Gruner, ingénieur-conseil à Bâle, à la Société des Grands Travaux de Marseille, à la Maison Escher Wyss et Cie et à la Maison Locher et Cie de Zurich, qui a exécuté avec nous de nombreuses et importantes centrales hydrauliques. Nous tenons aussi à exprimer nos remerciements à nos collaborateurs M. Tenot, ingénieur à la Société des Forces Motrices du Haut-Rhin, et M. Ducommun, notre secrétaire, qui nous ont prêté leur concours pour la mise au point de notre travail. Celui-ci est forcément encore incomplet et nous serons très reconnaissant à ceux de nos lecteurs qui voudront bien nous fournir de nouveaux éléments pour le compléter ou qui nous signaleraient des erreurs, de manière à ce que nous puissions éventuellement en tenir compte dans une nouvelle édition.

René Koechlin.

PREMIÈRE PARTIE

MÉCANISME DES COURS D'EAU

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE PREMIER

CYCLE DE L'EAU DANS LA NATURE ET ÉNERGIE DISPONIBLE

Cycle de l'eau dans la nature.— L'énergie dont on dispose dans la nature trouve presque exclusivement son origine dans la chaleur du soleil. Ce sont les rayons solaires qui ont fait croître les végétaux que nous brûlons et auxquels les êtres animés puisent leur nourriture et leur énergie vitale, ce sont eux qui ont formé le charbon, ce sont eux enfin qui font évaporer l'eau sur la face du globe terrestre, d'où elle s'élève en constituant les nuages pour retomber ensuite sur la terre, sous forme de pluie ou de neige. Là, cette eau alimente les ruisseaux, les rivières et les fleuves qui produisent notre énergie hydraulique, notre *houille blanche*, comme on l'a appelée, non sans raison. L'eau qui n'est pas évaporée sur le trajet des cours d'eau retourne à la mer, où elle s'évapore pour recommencer ainsi, toujours à nouveau, son cycle utile.

Energie correspondant au cycle de l'eau. — Si le soleil met des années à former les végétaux qui servent de combustible, des siècles à former la tourbe, les lignites et le charbon, il emploie chaque année, pour l'évaporation de l'eau qui monte dans les nuages et retombe sous forme de pluie, des quantités d'énergie autrement immenses. En admettant, pour s'en rendre compte, que le soleil évapore

annuellement une couche de 1 mètre d'épaisseur d'eau de la surface du globe et que cette eau monte, en moyenne, sous forme de nuages, à la hauteur de 3 000 mètres, la quantité d'énergie que représente cette eau, en retombant ensuite jusqu'au niveau de la mer, est de 11 000 000 de chevaux-heure par kilomètre carré. Pour produire cette énergie, il faudrait pratiquement par an environ 800 wagons de 10 tonnes de charbon. L'énergie correspondante pour toute la surface du globe (510 000 000 kilomètres carrés) équivaudrait à une consommation annuelle de 410 milliards de wagons de 10 tonnes de charbon. Tel est, sur l'ensemble de notre planète, le travail annuel du soleil employé à pomper l'eau jusque dans les nuages.

De cette énergie, une faible fraction seule est utilisable. Toutes les précipitations tombant dans la mer sont perdues. Sur terre, elles ne peuvent être utilisées partiellement qu'entre l'altitude du point où elles tombent et celle de la mer.

Énergie hydraulique de la Suisse. — Voici, comme exemple, quelques chiffres comparatifs intéressants sur l'énergie disponible et l'énergie utilisée en Suisse (1) :

En supposant en moyenne une hauteur d'eau de 1 mètre, tombée et s'écoulant annuellement, l'énergie correspondant à la pluie ou la neige tombant de 3 000 mètres sur une surface égale à celle de la Suisse (41 300 km²) équivaut à celle qui serait produite par 52 000 000 cv (chevaux-vapeur) travaillant à puissance constante pendant toute l'année.

L'énergie correspondant à 1 mètre de hauteur d'eau

(1) La plupart des renseignements sur le régime des eaux que nous donnons dans la suite se rapportent à la Suisse, que nous avons prise comme point de comparaison, parce que c'est de ce pays que nous possédons le plus d'observations.

tombée par an et s'écoulant par les fleuves, du niveau moyen de la Suisse (1 300 m) aux points où les cours d'eau quittent le territoire suisse (environ 300 m d'altitude moyenne), représente une puissance théorique moyenne de . . . . . 17 500 000 cv

et si l'on compte cette puissance utilisée par des usines avec un rendement d'environ 70 % pour tenir compte des pertes dans les canalisations d'amenée et du rendement des machines) elle se réduit à . . . . . 12 000 000 cv

En regard de ces chiffres théoriques, on a calculé que les forces motrices utilisables (en ne comptant que les débits d'eau disponibles pendant au moins six mois) représentent une puissance de 2 500 000 cv

Au 1er janvier 1920 étaient vraiment utilisés environ . . . . . 700 000 cv

On voit donc que pour la Suisse, que nous donnons ici comme exemple, la puissance susceptible d'être utilisée représente environ 1/5 de la puissance totale des eaux et que sur cette puissance utilisable 2/7 environ étaient déjà mis en valeur en 1920.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE II

PRÉCIPITATIONS ATMOSPHÉRIQUES

(Pluie et neige).

Forme des précipitations. — Le débit d'un cours d'eau est naturellement en relation directe avec l'importance des précipitations atmosphériques qui tombent dans son bassin, c'est-à-dire sur la surface de terrain à laquelle le cours d'eau sert d'écoulement Ces précipitations ont lieu sous forme de pluie, de brouillard, de neige, de grésil, de grêle ou de givre. L'eau évaporée s'élève de plus en plus haut dans l'atmosphère, traversant des couches de moins en moins denses, jusqu'à ce qu'elle s'y trouve en équilibre et forme les nuages. L'équilibre est atteint lorsque la force ascensionnelle devient nulle, ce qui se produit lorsque la densité de la vapeur d'eau est égale à celle des couches atmosphériques. L'eau évaporée peut rester sous sa forme d'eau, sans geler, à l'état de gouttelettes, même si l'atmosphère est à plusieurs degrés au-dessous de zéro. La hauteur des nuages que nous voyons est très variable ; ils se répartissent inégalement sur la hauteur de l'atmosphère, mais l'altitude où la nappe de nuages est en moyenne la plus dense n'est pas encore déterminée exactement ; cette altitude doit d'ailleurs être variable suivant les pays et leurs climats.

Évaporation. — C'est la mer qui fournit le principal ali-

ment aux nuages, la quantité d'eau évaporée y est, en général, beaucoup plus grande que sur la terre, dont la surface n'est qu'alternativement humide.

On n'a que très peu de données sur l'évaporation de l'eau.

D'après les mesures faites en France, la hauteur d'eau évaporée dans des bassins exposés à l'air libre paraît varier de 500 à 900 millimètres par an. Dans les régions plus chaudes, cette hauteur peut atteindre 1,50 m dans nos climats et dépasser 3 mètres dans les régions équatoriales. En Allemagne, les mesures faites sur trois grands bassins de retenue ont donné une hauteur d'évaporation annuelle de 600 à 1000 millimètres. Le maximum de hauteur d'eau évaporée dans un mois a été de 170 millimètres, soit en moyenne environ 5,5 millimètres par jour. Des mesures faites sur le lac de Zurich ont donné également une hauteur moyenne d'évaporation journalière de 3,5 à 5,5 millimètres dans les mois d'été.

Lorsqu'il s'agit de calculer la perte d'eau due à l'évaporation dans un réservoir, on pourra, dans notre région, admettre que cette perte équivaut à une hauteur d'eau annuelle de 1 mètre.

Pluviomètres. — Comme les débits d'un cours d'eau sont fonctions des précipitations et varient d'une année à l'autre avec celles-ci, on conçoit toute l'importance que présente la mesure des quantités d'eau tombée par unité de surface dans les bassins d'alimentation des différents cours d'eau. Cette quantité d'eau s'exprime généralement par la hauteur que produirait le volume d'eau tombée pendant une année sur une surface donnée si toutes les précipitations de l'année s'y accumulaient, sans s'évaporer.

Les appareils servant à la mesure des hauteurs d'eau tombée se nomment *pluviomètres* ; ils rassemblent la pluie

et la neige tombées sur une surface donnée et l'amènent dans un récipient où l'on évalue le cube d'eau soit par constatation de son volume, soit en établissant la différence de poids. Le volume d'eau d'une année divisé par la surface de réception du pluviomètre donne la hauteur annuelle d'eau tombée. Malheureusement, si simples que ces mesures paraissent être, elles donnent lieu à des évaluations presque toujours trop faibles, à cause de l'évaporation qui se produit, surtout à de hautes altitudes où l'air est très sec et où une partie des précipitations se fait sous forme de neige souvent balayée par le vent. Ce n'est que ces dernières années que l'attention a été particulièrement attirée sur la défectuosité de ces mesures; on a constaté, en effet, que le débit des rivières des Hautes-Alpes était supérieur à celui qu'on obtenait par les mesures des précipitations atmosphériques, alors qu'en réalité la proportion doit être inverse. Les nouveaux pluviomètres contiennent une solution de liquide salé, dissolvant la neige, et, à la surface de ce liquide, une couche d'huile préservatrice qui réduit l'évaporation (appareil Mougin); la quantité d'eau tombée s'établit par différence de poids ou par différence de volume.

Variation des précipitations sur la surface du globe avec les années. — Il doit naturellement y avoir équilibre entre le total d'eau évaporée qui alimente les nuages et l'eau tombant sur le globe terrestre sous forme de précipitations, à condition que l'on considère une période de temps assez longue ; mais ce même équilibre n'est plus parfait si l'on ne considère qu'une région du globe. Toutefois, on constate que même pour une région définie, la quantité d'eau annuelle tombée ne varie que dans certaines limites restreintes, ce qui prouve que malgré la grande variabilité des conditions météorologiques de

l'atmosphère, d'une année à l'autre, le cycle du mouvement des eaux dans la nature varie peu (1).

Ces variations dans le volume des précipitations annuelles semblent elles-mêmes subir l'influence de circonstances qui se répètent par périodes plus ou moins régulières. Malheureusement les données sûres manquent pour étudier la loi de ces variations. On ne possède pas d'observations anciennes certaines sur les hauteurs pluviométriques ou sur les débits ; d'autre part les hauteurs limnimétriques observées dans les rivières ne peuvent être employées à cause des modifications que les années ont apportées dans le profil du lit. On constate cependant un certain cycle dans la répartition des années sèches et humides, qu'on a cru devoir mettre en rapport avec les taches du soleil.

Ce qui est certain, c'est que le mouvement des eaux n'a pas toujours été le même sur la terre dont le climat a changé, comme le montrent les restes des époques glaciaires durant lesquelles la surface occupée par les neiges et glaces éternelles était bien plus étendue que de nos jours. Il est remarquable que ce soient justement les endroits, inhabitables aujourd'hui à cause de la trop grande chaleur et de la sécheresse de leur climat, qui aient servi de berceau aux races humaines, alors que les régions tempérées d'aujourd'hui étaient inhabitées et probablement inhabitables.

Variation des précipitations atmosphériques avec les régions et l'altitude. — Si l'on jette les yeux sur une carte du globe indiquant les hauteurs moyennes de pluie tombée par année dans les différentes régions, on constate une

(1) Dans la période 1864 à 1913 les variations dans la quantité des précipitations par rapport à la moyenne ont été au maximum d'environ 30 % en plus ou en moins à Genève, 40 % à Lugano et 40 % à Zurich (exceptionnellement Zurich 1876, 70 %).

énorme diversité ; la même diversité se retrouve si l'on considère la répartition des époques de sécheresse, et de pluie, durant l'année. La science de la météorologie n'est pas encore assez avancée pour établir les lois générales exactes qui président à la répartition des pluies sur les continents ; elles ne rentreraient d'ailleurs pas dans le cadre de ce travail. On peut cependant faire les constatations suivantes :

L'évaporation de l'eau atteint son maximum sur mer dans la région de l'équateur, son minimum à l'intérieur des continents. L'atmosphère chargée de vapeur d'eau suit les courants d'air. Si ceux-ci passent sur un continent, l'air chargé d'humidité y décharge celle-ci, d'autant plus qu'il y trouve des montagnes plus élevées pour le recevoir. Ce sont donc les versants des premières montagnes, contre lesquelles viennent se briser les vents venant de la mer qui sont les plus riches en précipitations. Sur les versants opposés de ces mêmes montagnes, où l'air déjà déchargé d'une partie de son humidité vient se mélanger à l'air plus sec, les précipitations sont plus faibles. Plus l'air venant des mers pénètre à l'intérieur des continents, plus il se dessèche et ce sont donc les régions les plus éloignées de la mer et les moins exposées aux vents amenant l'air humide qui reçoivent le moins de précipitations.

La répartition des pluies sur les continents dépend donc beaucoup de la direction et de la fréquence des vents venant de la mer. Suivant l'importance et la répartition de ces vents dans l'année, le régime des pluies s'établit dans chaque cas d'une manière différente. Les hauteurs de pluie tombée varient sur le globe en moyenne de 0,20 m à 5 mètres. En Suisse, cette hauteur varie entre 570 millimètres à Sierre (Valais) et 4 500 millimètres au Lukmanier (Scopi, alt. 3 750 m).

Comme la vapeur d'eau monte dans l'atmosphère et que par suite les nuages sont plus nombreux à une certaine altitude, il est clair que les précipitations atmosphériques dans une même région et sur le même versant de vallée doivent croître avec l'altitude. L'orientation des vallées a son importance ; les précipitations atteindront leur maximum lorsque les vents chargés d'humidité viendront s'engouffrer dans une vallée barrée par un massif contre lequel ils se briseront.

C'est ainsi que la hauteur de ces précipitations peut atteindre 3 mètres dans les Alpes et dans certaines vallées des Pyrénées (Calhouas), dans le haut cours de l'Isonzo (sur l'Adriatique), sur le versant des chaînes de Ligurie en Italie, alors que dans la plaine voisine, au bord de la mer, la hauteur d'eau tombée ne dépasse pas 1 mètre.

Jusqu'ici les observations pluviométriques faites dans les Alpes n'ont pas permis de fixer l'altitude à laquelle les précipitations atmosphériques atteignent leur maximum. Contrairement à ce qui semblait ressortir d'anciennes mesures, faussées par l'évaporation dans les pluviomètres, on constate toujours une augmentation des précipitations avec l'altitude, tout au moins jusqu'à 3 000 et 4 000 mètres.

Voici quelques exemples indiquant cette variation de la hauteur de précipitations atmosphériques avec l'altitude :

1) *Oberland bernois.*

Jungfraujoch (Oberland bernois) . . .		alt. 3 450 m	h = 2 700 mm
Versant côté nord du massif de la Jungfrau.	Grindelwald	alt. 950 m	h = 1 230 mm
	Interlaken	alt. 570 m	h = 1 100 mm
Versant côté sud du massif de la Jungfrau.	Concordia	alt. 2 850 m	h = 2 600 mm
	Gletsch.	alt. 1 760 m	h = 1 889 mm

2) *Données récentes du service météorologique suisse d'observation avec l'appareil Mougin à hautes altitudes.*

		Grimsel	Lac de Ritom	Clariden	Glacier du Rhône	Concordia	Col d'Orny	Jungfraujoch	Scopi
Altitude en m		1 820	1 960	2 710	2 800	2 850	3 130	3 450	3 750
Hauteur d'eau tombée, en mm	Année 1913-1914 (1)	»	»	»	2 800	2 770	»	»	»
	1914 1915 .	1 790	1 610	»	2 610	2 490	2 920	»	»
	1915-1916 .	2 270	2 030	4 030	2 810	3 000	3 820	»	4 790
	1916-1917	1 980	1 660	3 470	2 560	2 170	2 820	2 810	4 330
Moyenne . . .		2 010	1 770	3 750	2 695	2 610	3 190	2 810	4 560

(1) Période 1er septembre au 31 août de l'année suivante

On voit par ces données que les hauteurs d'eau tombée sont très variables avec les années mais que les précipitations dans une même région augmentent beaucoup avec l'altitude. Les régions de Glaris (Clariden) et du Lukmanier (Scopi) sont particulièrement riches en précipitations, comme nous l'avons déjà exposé.

La variation des précipitations avec l'altitude ressort également des observations suivantes donnant les hauteurs d'eau tombée dans la vallée de Mattmark (Valais) du 3 juillet 1917 au 23 juillet 1918 :

Lac de Mattmark . .	altit.	2 117 m	h = 920 mm
Galmenhorn . . .	»	2 850 m	h = 1 370 mm
Rothhorn	»	3 257 m	h = 2 110 mm

3) *Vallée de la Thur (Alsace).*

(Précipitations d'une année)

Cernay	altit.	275 m	h = 820 mm
Thann	»	335 m	h = 970 mm
Willer	»	385 m	h = 1 420 mm

Saint-Amarin . . .	altit.	403 m	h = 1 450 mm
Wesserling	»	427 m	h = 1 630 mm
Odern	»	460 m	h = 1 930 mm
Wildenstein . . .	»	570 m	h = 2 520 mm

4) *Kvickjockfjellen (Laponie).*

(Précipitations d'une année)

Altit.	386 m	h = 750 mm
»	1 050 m	h = 900 mm
»	1 530 m	h = 3 000 mm

L'influence des montagnes sur la quantité de pluie se fait sentir déjà à distance ; la hauteur de pluie diminue d'autant plus qu'on s'éloigne davantage du pied des montagnes vers la plaine ; ceci résulte par exemple des observations suivantes faites aux Indes (Cherrapandschi) à des endroits ayant environ la même altitude (20 m).

Endroit	Dacca	Bogra	Mymensingh	Silhef
Distance du pied du massif Khassia . . . en km	161	96	48	32
Hauteur de pluie . en cm	191	231	274	380

On a constaté aussi que l'humidité du sol favorise la pluie ; celle-ci est plus abondante dans les régions boisées, ou pourvues de végétation, que dans les régions dénudées.

Si l'on considère une carte indiquant les hauteurs de pluie en Suisse, on verra que celles-ci atteignent le maximum sur les versants des Alpes et du Jura exposés aux vents de l'ouest venant de l'Océan Atlantique. Ces montagnes forment le premier barrage aux vents de la mer arrivant chargés d'humidité, de même que le versant

sud des Alpes arrête les vents du sud et les condense en pluie.

Le massif du Jura est trop peu élevé pour arrêter les vents des couches supérieures qui viendront se condenser sur le versant nord-ouest de la chaîne des Alpes située presque parallèlement au Jura. Les cantons de Lucerne et de Glaris, moins protégés par le Jura contre les vents du nord-ouest, sont particulièrement arrosés.

Quant aux vents du sud, venant de la Méditerranée et très chargés d'humidité, ils se brisent sur le versant sud de la chaîne des Alpes et alimentent les cours d'eau se déversant dans le Pô. Ces cours d'eau, malgré la moindre fréquence des vents du sud, sont, en général, d'un débit sensiblement supérieur à ceux des cours d'eau des versants nord et ouest. Voici d'ailleurs quels sont les débits relatifs des principaux fleuves de la Suisse qui démontrent ce fait :

	Bassin en km²	Débit moyen en litres par km²	Hauteur d'eau annuelle écoulée en m, correspondant au débit
Rhin	27 970	29	$h = 0,91$
Rhône	7 532	30	$h = 0,95$
Tessin et autres affluents du Pô	3 851	48	$h = 1,51$
Inn et Etsch	1 946	27	$h = 0,85$
	41 299	moy. 31	moyenne : $h = 0,98$

Variations des précipitations pour un même endroit. — Comme nous l'avons dit, l'importance des précipitations varie d'une année à l'autre ; les écarts dans nos régions par rapport à la moyenne générale atteignent environ 40 %, au maximum.

La variation des précipitations dans le cours d'une année est considérable suivant les saisons et les régions.

Sur certains points du globe il existe des saisons régulières de pluie. Dans nos régions les pluies se répartissent d'une manière assez irrégulière dans le cours d'une année. Cette variabilité trouve son expression dans le débit des cours d'eau ; ceux-ci transportent avec un certain retard les précipitations qui ne sont pas évaporées. Ces débits sont donc en relation directe avec les pluies. Par contre, les précipitations tombant sous forme de neige en hiver ne s'écoulent qu'au printemps, au moment de la fonte des neiges, ou se déversent par les glaciers, modifiant ainsi sensiblement le régime des cours d'eau qu'elles alimentent.

Précipitation maximum. — Le maximum de précipitation constaté en une journée, de 1864 à 1913, a été en Suisse :

Saint-Gothard . . .	280 mm	27	septembre	1868
Bernardin	254 mm	28	septembre	1868
Saint-Gall	250 mm	1er	septembre	1881
Borgnone (Tessin) .	245 mm	2	août	1902
Witznau et Righi . .	233 mm	14	août	1910
Zurich	171 mm	11	juin	1876

Le maximum de précipitation *horaire* a été constaté :

Sihlwald (Zurich), 25 juillet 1887, en 90 min., 125 mm, soit par heure 83 mm ;

Heiden, 26 juillet 1895, en 70 minutes, 72 mm, soit par heure 62 mm ;

Bâle, 14 juillet 1893, en 55 minutes, 53 mm, soit par heure 58 mm.

Neige. — La température moyenne de l'air atmosphérique change avec la latitude et avec l'altitude. En Suisse, pour *un degré centigrade de diminution de température moyenne*, la différence d'altitude est d'environ :

Dans le Jura	220 m
Sur le versant nord des Alpes	200 m
Sur le versant sud des Alpes	170 m
Au Valais	180 m

soit environ 200 mètres en moyenne.

La température moyenne de 0° (isotherme de 0°) est atteinte sur le versant nord des Alpes aux altitudes suivantes :

Janvier	170 m
Février	708 m
Mars.	1 167 m
Avril.	1 893 m
Mai	2 566 m
Juin	3 176 m
Juillet	3 776 m
Août.	3 772 m
Septembre . . .	3 385 m
Octobre. . . .	2 362 m
Novembre . . .	1 367 m
Décembre . . .	362 m
Moyenne . . .	1 959 m soit environ 2 000 m

Limite des neiges. — Au-dessus d'une certaine altitude, la majeure partie des précipitations a lieu sous forme de neige. A chaque région du globe correspond une altitude au-dessus de laquelle la chaleur solaire n'est plus suffisante pour fondre la totalité de neige tombée. S'il y existe des montagnes dépassant cette altitude, la neige n'y disparaîtra pas et s'y accumulera. Cette limite dite « limite des neiges éternelles » se trouve en Suisse à une altitude variant de 2 400 à 3 000 mètres, suivant la latitude, l'exposition et la quantité de précipitations annuelles.

On voit, d'après ce qui est dit plus haut, que la température de l'atmosphère diminue en Suisse d'environ 1° par 200 mètres. La limite des neiges variera donc selon l'endroit avec la température moyenne de l'année. Or, cette température moyenne varie dans nos climats d'environ

10 % d'une année à l'autre, soit de 1,3°, ce qui conduirait à une variation d'altitude pour la limite des neiges de 250 mètres, mais il faut remarquer que la variation de cette limite ne suit pas forcément la variation de température moyenne pour une période d'une année seulement.

Limite des glaciers. — Il ne faut pas confondre la limite des neiges avec l'altitude où l'on trouve encore des glaciers, car ceux-ci, qui ne sont que des rivières de glace amenant lentement le produit des neiges éternelles jusque dans des régions plus chaudes où la glace fond, descendent à des altitudes beaucoup plus basses, dépendant non seulement de la température moyenne, mais surtout de la masse de glace amenée par le glacier.

Puisque chaque degré de refroidissement de la température moyenne de l'année abaisserait en Suisse la limite des neiges de 200 mètres environ, il suffirait donc d'un abaissement de 4° pour abaisser la limite des neiges de 800 mètres.

La plus grande partie de la Suisse serait dans ce cas couverte de neiges éternelles et les glaciers, déversant ces quantités énormes de glace, amèneraient un refroidissement considérable des régions moins élevées et envahiraient, comme à l'époque glaciaire, le cours des vallées bien au delà de la Suisse.

On voit que les périodes glaciaires préhistoriques s'expliquent facilement par un abaissement relativement faible de la température moyenne, joint probablement à une augmentation des précipitations atmosphériques.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE III

DÉBITS DES COURS D'EAU

Eau superficielle et eau souterraine. — Une partie seulement des précipitations atmosphériques s'écoule superficiellement et vient former les cours d'eau ; l'autre s'évapore ou s'infiltre dans le sol. Ces infiltrations peuvent réapparaître sous forme de sources et venir s'ajouter aux débits des rivières ou bien elles continuent leur chemin sous terre, le plus souvent parallèlement à la direction des cours d'eau.

Les quantités d'eau, s'écoulant ainsi sous terre, sont beaucoup plus importantes qu'on ne le croit généralement, surtout dans le bas cours des fleuves où elles trouvent des terrains d'alluvions perméables. Dans les terrains calcaires (jurassiques), de grandes quantités d'eau s'écoulent également sous le sol, mais alors par des galeries souterraines qui ont souvent des kilomètres d'étendue.

Parfois le débit d'un cours d'eau se trouve ainsi augmenté de sources dont l'eau provient d'un bassin adjacent, ou diminué par des infiltrations allant vers un cours d'eau voisin, mais ces cas sont relativement rares. On peut, lorsqu'on a des doutes à ce sujet, établir la provenance de l'eau en la teignant à l'aide de fuchsine ou d'une autre matière colorante analogue. Comme exemple classique d'un cours d'eau souterrain, nous citerons la

Recca, un fleuve qui disparaît entièrement dans le massif calcaire du Karst, formant des galeries et grottes gigantesques, pour réapparaître ensuite 35 kilomètres plus loin. Les sources qu'il forme ainsi en sortant du Karst pour déboucher un peu plus loin dans la mer Adriatique se nomment le Timavo et ont un débit de plus de 10 mètres cubes par seconde.

Coefficient de ruissellement ou d'écoulement. — Le rapport entre la quantité d'eau s'écoulant superficiellement par un cours d'eau et la quantité totale d'eau précipitée dans son *bassin d'alimentation,* c'est-à-dire dans la zone de terrain à laquelle le cours d'eau sert d'écoulement, se nomme *coefficient de ruissellement ou d'écoulement.* Ce coefficient d'écoulement se calcule d'habitude pour la période d'une année, c'est-à-dire qu'il représente alors le rapport du volume total débité par le cours d'eau au volume total de pluie et de neige tombées pendant cette même période dans le bassin d'alimentation. La valeur du coefficient de ruissellement pour une courte période de grande pluie, par un fort orage par exemple, est naturellement plus élevée, parce que les infiltrations et l'évaporation seront moindres, du fait de la saturation brusque de l'air et du sol.

Le coefficient d'écoulement, calculé ainsi pour une année, est extrêmement variable d'un cours d'eau à l'autre, car il dépend d'une quantité de facteurs : climat, configuration (pente) et perméabilité du terrain, végétation qui s'y trouve, nature des précipitations (rapport de neige et pluie), répartition des précipitations (pluie lente ou torrentielle), etc. Le coefficient d'écoulement annuel sera d'autant plus petit que l'évaporation sera plus grande, que la pente sera plus faible, que le terrain sera plus perméable, que la végétation sera plus importante, que le

rapport de la quantité de neige à la quantité de pluie sera plus grand et enfin que la pluie sera plus lente. En pratique, on peut admettre que le coefficient de ruissellement varie de 0,20 à 0,80, c'est-à-dire que l'eau s'écoulant dans un cours d'eau représente 0,20 à 0,80 de l'eau tombée dans son bassin. Le chiffre inférieur se trouvera dans la plaine, le chiffre supérieur dans les montagnes. Dans les montagnes arides, la valeur du coefficient peut même dépasser 80 %, tandis que dans les hautes Alpes, où une partie des précipitations tombe sous forme de neige et reste exposée à l'évaporation jusqu'à la période du printemps, on peut admettre que le coefficient d'écoulement est en moyenne de 60 à 70 %. Dans la plaine, au contraire, il descend à 20 % (Mississipi 25 %) et même au-dessous dans les cours d'eau utilisés pour l'irrigation.

Lorsqu'on désire accumuler une réserve d'eau dans des lacs ou réservoirs d'eau, il est avantageux d'avoir un coefficient d'écoulement aussi élevé que possible, c'est-à-dire qu'il est préférable que l'eau s'écoule sans s'évaporer ou s'infiltrer trop rapidement jusqu'au point où elle sera emmagasinée. Des terrains arides et rocheux sont donc plus favorables et la pluie est préférable à la neige qui est beaucoup plus exposée à l'évaporation causée par le soleil et le vent.

Pour des cours d'eau sans lacs ou réservoirs, l'influence retardatrice que le gel, la neige et la végétation ont sur l'écoulement des précipitations est, au contraire, favorable à la répartition plus égale du débit. Ainsi les glaciers fourniront de l'eau dans les périodes de sécheresse d'été et diminueront de ce fait l'étiage de cette saison.

Il est difficile d'établir l'importance du débit d'un cours d'eau d'après les observations des précipitations atmosphériques tombées dans son bassin, étant donnée l'incertitude des mesures pluviométriques, leur grande

variabilité dans une même région et la diversité de la valeur du coefficient d'écoulement. Aussi les mesures pluviométriques ne peuvent-elles que servir d'indication, et on les emploiera surtout comme point de comparaison ou comme contrôle.

Si l'on appelle h' la hauteur d'eau en mètres tombée pendant une année dans le bassin d'un cours d'eau, h la hauteur d'eau correspondante s'écoulant par le cours d'eau, r le coefficient d'écoulement, S la superficie du bassin du cours d'eau en kilomètres carrés, le débit D total du cours d'eau en litres par seconde, sera exprimé par la formule :

$$D = \frac{h \cdot S \cdot 1\,000\,000 \cdot 1\,000}{31\,536\,000}$$

où $h = r \cdot h'$.

Exemple : Pour une hauteur d'eau tombée $h' = 1$ mètre et un coefficient d'écoulement de 0,65, le débit moyen par kilomètre carré et par seconde sera de 20 litres environ.

On pourra réciproquement, en admettant un coefficient d'écoulement, déduire la hauteur d'eau tombée dans une région à l'aide du volume débité par un cours d'eau.

Jaugeage du débit. — Le jaugeage, ou mesure du débit d'un cours d'eau, pourra se faire dans de petits cours d'eau à l'aide de déversoirs. Suivant le profil donné au déversoir, la formule à employer pour calculer le débit sera différente (voir chap. XVII).

Dans un cours d'eau à section régulière, on pourra établir une première approximation de débit en mesurant la vitesse maximum à la surface de l'eau et en admettant comme valeur de la vitesse moyenne, suivant les cas, 0,65 à 0,75 de la vitesse maximum (la valeur de ce coefficient étant choisie d'après les données du chapitre V). Le produit de la vitesse moyenne par la section mouillée donne le débit.

On procédera plus exactement en mesurant la vitesse du courant dans différentes verticales sur la largeur de la rivière, à l'aide de flotteurs immergés, se composant de barres de bois d'égale section et d'une hauteur à peu près égale à la profondeur de l'eau de l'endroit où se fait la mesure. A cet effet, on munit chaque flotteur d'un contrepoids, de manière à ce qu'il enfonce et soit près de toucher le fond. Suivant la profondeur d'eau, le contrepoids doit donc être choisi plus ou moins lourd. La vitesse du flotteur donne alors la vitesse moyenne de la verticale, et en espaçant ces expériences sur la largeur du profil, on arrive à avoir les vitesses moyennes par tranches verticales. En multipliant la surface de chaque tranche par sa vitesse et en additionnant ces valeurs, on obtient le débit total.

Pour de plus grandes profondeurs, on peut employer des récipients (bouteilles ou tonnelets), retenus à l'aide d'une ficelle à un flotteur de surface. En remplissant ces récipients plus ou moins d'air, on peut les faire flotter à différentes profondeurs et établir ainsi la vitesse de l'eau correspondant à ces profondeurs, vitesse qui est indiquée par le flotteur de surface.

Toutes ces mesures sont approximatives. On obtiendra, au contraire, les vitesses avec beaucoup plus de précision, et en tel point que l'on voudra, avec le *moulinet de Woltmann*, qui est composé d'une hélice enregistrant directement la vitesse. L'appareil est réglé une fois pour toutes par des expériences faites dans un bateau à des vitesses de marche différentes. Le moulinet de Woltmann, perfectionné par Amsler, est fixé à une perche qu'on descend dans l'eau soit d'une passerelle, soit d'un bateau. En faisant varier la hauteur de fixation du moulinet le long de la perche, on obtient les vitesses de toute une verticale. Ces vitesses varient, comme nous le montrerons au chapitre IV, suivant une ligne parabolique ; la vitesse

moyenne de la verticale s'obtient facilement en traçant cette courbe à l'aide des vitesses mesurées. La section de la rivière étant partagée ainsi en lamelles verticales, on obtiendra le débit en multipliant la surface de chaque lamelle par sa vitesse moyenne et en additionnant ces valeurs.

Relation entre les débits et les hauteurs limnimétriques. — Suivant l'importance du débit d'un cours d'eau en un point donné, son niveau d'eau sera plus ou moins élevé. On nomme *limnimètres*, ou mieux encore échelles fluviales, des échelles métriques fixes destinées à mesurer ce niveau d'eau. Dans tous les pays ayant un Service des Eaux organisé, des limnimètres sont établis en certains points des cours d'eau et des lectures sont faites régulièrement. On a pu ainsi établir la variation des niveaux d'eau (courbes limnimétriques) dans le cours des années, et ces mesures peuvent servir de base à l'établissement des débits, puisqu'à chaque hauteur limnimétrique devra correspondre un débit précis. Ceci suppose naturellement que le lit du cours d'eau reste stable. Malheureusement, comme nous le montrerons plus tard, cette condition est rarement remplie.

Avant d'utiliser des observations limnimétriques, on devra, en premier lieu, s'assurer de la stabilité du lit de la rivière pendant la période d'observation, ce qui se fera en comparant les courbes limnimétriques de différents points du même cours d'eau.

Les observations de débit ne devront être rapportées qu'aux observations limnimétriques faites en même temps à un endroit où le cours d'eau a un lit stable.

Si ce cas ne se présente pas, il faudra faire subir aux observations limnimétriques une correction en rapport avec l'approfondissement ou la surélévation du lit de la

rivière, en rapportant toutes ces observations au zéro de l'échelle limnimétrique, pour une date fixe. Comme exemple, citons le Rhin à Bâle dont le lit s'est approfondi d'environ 1 centimètre par an en moyenne au cours des dernières décades. La constatation de cet approfondissement s'est faite facilement par comparaison avec les observations limnimétriques faites en amont à Sæckingen, où le seuil est resté invariable, et en comparant les lectures des deux limnimètres. Les observations limnimétriques de Bâle ont pu être ainsi rectifiées et rapportées toutes au zéro limnimétrique de 1920. C'est pour ce zéro que la courbe des débits par rapport aux hauteurs limnimétriques a été établie (fig. 1). Nous donnons à titre comparatif la même courbe pour 1910.

La courbe limnimétrique des débits est la ligne donnant la relation entre les hauteurs limnimétriques et les débits correspondants. Cette courbe est la base de toute étude d'une station hydraulique ; elle permet de transformer les observations limnimétriques en débits.

Lorsqu'on veut tracer la courbe des débits en fonction des hauteurs limnimétriques, on trouve le plus souvent des écarts sensibles entre les valeurs des débits calculées et la courbe moyenne. Cela provient de ce que les mesures de débit ne sont presque toujours qu'approximatives. Il faudra donc un assez grand nombre d'observations pour tracer une courbe médiane moyenne.

Il faut remarquer aussi que suivant la quantité de dépôts en suspension dans l'eau, les débits peuvent varier pour une même hauteur limnimétrique d'une manière qui n'est pas négligeable, parce qu'une partie de la force vive est employée au transport des sables et des galets. Si, au contraire, l'eau ne contient que de la vase en suspension, qui augmente sa densité sans créer de frot-

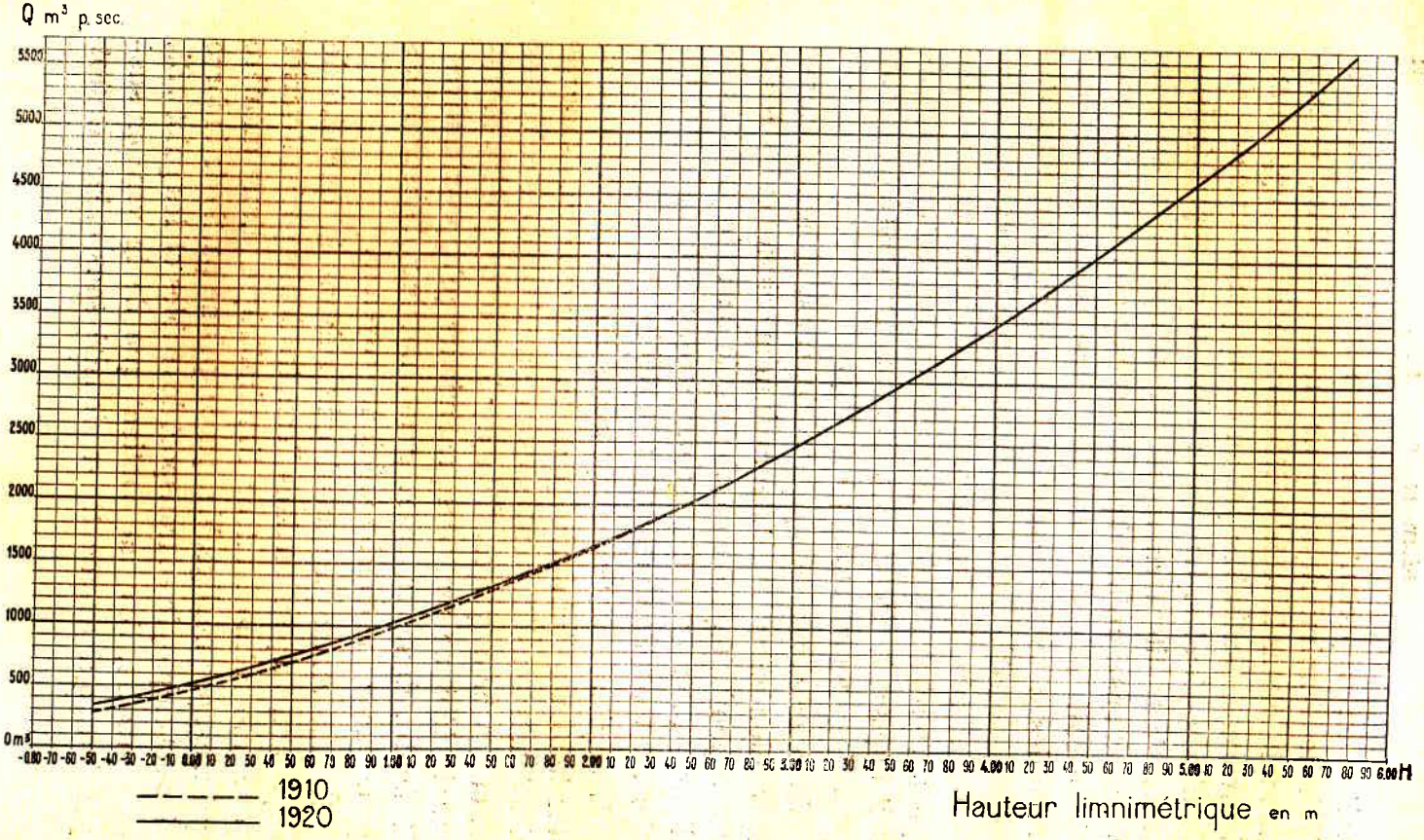


Fig. 1. — Courbe limnimétrique des débits du Rhin à Bâle.

énorme diversité ; la même diversité se retrouve si l'on considère la répartition des époques de sécheresse, et de pluie, durant l'année. La science de la météorologie n'est pas encore assez avancée pour établir les lois générales exactes qui président à la répartition des pluies sur les continents ; elles ne rentreraient d'ailleurs pas dans le cadre de ce travail. On peut cependant faire les constatations suivantes :

L'évaporation de l'eau atteint son maximum sur mer dans la région de l'équateur, son minimum à l'intérieur des continents. L'atmosphère chargée de vapeur d'eau suit les courants d'air. Si ceux-ci passent sur un continent, l'air chargé d'humidité y décharge celle-ci, d'autant plus qu'il y trouve des montagnes plus élevées pour le recevoir. Ce sont donc les versants des premières montagnes, contre lesquelles viennent se briser les vents venant de la mer qui sont les plus riches en précipitations. Sur les versants opposés de ces mêmes montagnes, où l'air déjà déchargé d'une partie de son humidité vient se mélanger à l'air plus sec, les précipitations sont plus faibles. Plus l'air venant des mers pénètre à l'intérieur des continents, plus il se dessèche et ce sont donc les régions les plus éloignées de la mer et les moins exposées aux vents amenant l'air humide qui reçoivent le moins de précipitations.

La répartition des pluies sur les continents dépend donc beaucoup de la direction et de la fréquence des vents venant de la mer. Suivant l'importance et la répartition de ces vents dans l'année, le régime des pluies s'établit dans chaque cas d'une manière différente. Les hauteurs de pluie tombée varient sur le globe en moyenne de 0,20 m à 5 mètres. En Suisse, cette hauteur varie entre 570 millimètres à Sierre (Valais) et 4 500 millimètres au Lukmanier (Scopi, alt. 3 750 m).

Comme la vapeur d'eau monte dans l'atmosphère et que par suite les nuages sont plus nombreux à une certaine altitude, il est clair que les précipitations atmosphériques dans une même région et sur le même versant de vallée doivent croître avec l'altitude. L'orientation des vallées a son importance ; les précipitations atteindront leur maximum lorsque les vents chargés d'humidité viendront s'engouffrer dans une vallée barrée par un massif contre lequel ils se briseront.

C'est ainsi que la hauteur de ces précipitations peut atteindre 3 mètres dans les Alpes et dans certaines vallées des Pyrénées (Calhouas), dans le haut cours de l'Isonzo (sur l'Adriatique), sur le versant des chaînes de Ligurie en Italie, alors que dans la plaine voisine, au bord de la mer, la hauteur d'eau tombée ne dépasse pas 1 mètre.

Jusqu'ici les observations pluviométriques faites dans les Alpes n'ont pas permis de fixer l'altitude à laquelle les précipitations atmosphériques atteignent leur maximum. Contrairement à ce qui semblait ressortir d'anciennes mesures, faussées par l'évaporation dans les pluviomètres, on constate toujours une augmentation des précipitations avec l'altitude, tout au moins jusqu'à 3 000 et 4 000 mètres.

Voici quelques exemples indiquant cette variation de la hauteur de précipitations atmosphériques avec l'altitude :

1) *Oberland bernois.*

Jungfraujoch (Oberland bernois) . . .		alt. 3 450 m	h = 2 700 mm
Versant côté nord du massif de la Jungfrau.	Grindelwald	alt. 950 m	h = 1 230 mm
	Interlaken	alt. 570 m	h = 1 100 mm
Versant côté sud du massif de la Jungfrau.	Concordia	alt. 2 850 m	h = 2 600 mm
	Gletsch.	alt. 1 760 m	h = 1 889 mm

2) *Données récentes du service météorologique suisse d'observation avec l'appareil Mougin à hautes altitudes.*

		Grimsel	Lac de Ritom	Clariden	Glacier du Rhône	Concordia	Col d'Orny	Jungfraujoch	Scopi
Altitude en m		1 820	1 960	2 710	2 800	2 850	3 150	3 450	3 750
Hauteur d'eau tombée, en mm	Année 1913-1914 (1)	»	»	»	2 800	2 770	»	»	»
	1914 1915 .	1 790	1 610	»	2 610	2 490	2 920	»	»
	1915-1916 .	2 270	2 030	4 030	2 810	3 000	3 820	»	4 790
	1916-1917	1 980	1 660	3 470	2 560	2 170	2 820	2 810	4 330
Moyenne . . .		2 010	1 770	3 750	2 695	2 610	3 190	2 810	4 560

(1) Période 1er septembre au 31 août de l'année suivante

On voit par ces données que les hauteurs d'eau tombée sont très variables avec les années mais que les précipitations dans une même région augmentent beaucoup avec l'altitude. Les régions de Glaris (Clariden) et du Lukmanier (Scopi) sont particulièrement riches en précipitations, comme nous l'avons déjà exposé.

La variation des précipitations avec l'altitude ressort également des observations suivantes donnant les hauteurs d'eau tombée dans la vallée de Mattmark (Valais) du 3 juillet 1917 au 23 juillet 1918 :

Lac de Mattmark . .	altit.	2 117 m	h = 920 mm
Galmenhorn . . .	»	2 850 m	h = 1 370 mm
Rothhorn	»	3 257 m	h = 2 110 mm

3) *Vallée de la Thur (Alsace).*

(Précipitations d'une année)

Cernay	altit.	275 m	h = 820 mm
Thann	»	335 m	h = 970 mm
Willer	»	385 m	h = 1 420 mm

Saint-Amarin . . .	altit.	403 m	h = 1 450 mm
Wesserling	»	427 m	h = 1 630 mm
Odern	»	460 m	h = 1 930 mm
Wildenstein . . .	»	570 m	h = 2 520 mm

4) *Kvickjockfjellen (Laponie).*

(Précipitations d'une année)

Altit.	386 m	h = 750 mm
»	1 050 m	h = 900 mm
»	1 530 m	h = 3 000 mm

L'influence des montagnes sur la quantité de pluie se fait sentir déjà à distance ; la hauteur de pluie diminue d'autant plus qu'on s'éloigne davantage du pied des montagnes vers la plaine ; ceci résulte par exemple des observations suivantes faites aux Indes (Cherrapandschi) à des endroits ayant environ la même altitude (20 m).

Endroit	Dacca	Bogra	Mymensingh	Silhef
Distance du pied du massif Khassia . . . . en km	161	96	48	32
Hauteur de pluie . en cm	191	231	274	380

On a constaté aussi que l'humidité du sol favorise la pluie ; celle-ci est plus abondante dans les régions boisées, ou pourvues de végétation, que dans les régions dénudées.

Si l'on considère une carte indiquant les hauteurs de pluie en Suisse, on verra que celles-ci atteignent le maximum sur les versants des Alpes et du Jura exposés aux vents de l'ouest venant de l'Océan Atlantique. Ces montagnes forment le premier barrage aux vents de la mer arrivant chargés d'humidité, de même que le versant

tement supplémentaire, la force vive et la vitesse de l'eau peuvent être accrues et le débit augmenter.

Suivant nous, ce fait explique pourquoi Humphrey et Abbot ont trouvé pour une même hauteur limnimétrique un débit plus grand lorsque le niveau du Mississipi monte que lorsqu'il baisse. Lorsque le niveau baisse et que la vitesse décroît, une partie de la vase en suspension se dépose et la densité de l'eau diminue.

Dès que l'on commencera l'étude d'un cours d'eau pour l'aménagement d'une usine hydraulique, il conviendra d'établir des limnimètres à différents endroits (prise d'eau et débouché du canal de fuite) et d'y faire des observations suivies.

Courbe de régime (débit par rapport au temps) d'un cours d'eau et courbe de fréquence (durée) des débits. — Si l'on porte le temps comme abscisse, le débit d'un cours d'eau comme ordonnée, on obtient *la courbe de débit de ce cours d'eau*. Cette courbe de débit est l'image du *régime* du cours d'eau, c'est-à-dire de ses conditions d'écoulement. Au lieu de porter dans un pareil diagramme le débit absolu du cours d'eau en mètres cubes par seconde, il est préférable d'exprimer ce débit *en litres par kilomètre carré de bassin et par seconde*, ce que nous ferons toujours dans la suite. Si au lieu de prendre les débits journaliers, on prend les moyennes des débits du mois, comme nous l'avons fait dans tous nos graphiques, la courbe sera plus régulière et donnera mieux l'allure générale du cours d'eau.

On obtient ainsi des données qui permettent de comparer les différents régimes des rivières ou des fleuves.

Afin de bien se rendre compte de ces différents éléments d'appréciation du régime d'un cours d'eau, nous donnons comme premier exemple (fig. 2) quelques courbes carac-

téristiques des débits du Rhin pour différentes années comprises dans la période de 1904 à 1915 (total 12 années), et la courbe moyenne de débit pendant cette période.

La même courbe de régime peut servir, comme le montre le diagramme du Rhin, pour exprimer le débit

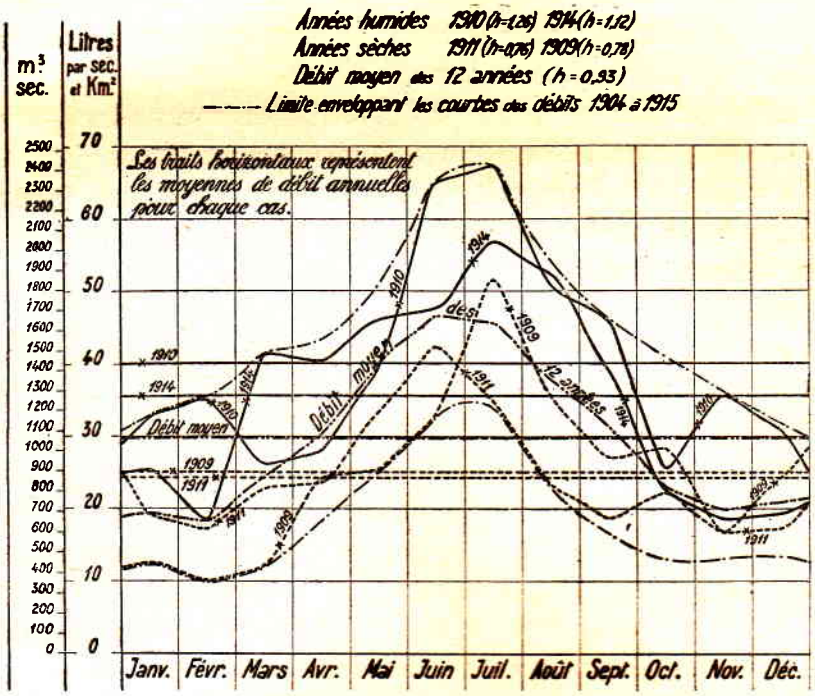


Fig. 2. — Débit du Rhin à Bâle (en litres par kilomètre carré)
Période 1904 à 1915 (12 années)
Bassin d'alimentation : 35 920 km².

absolu ; il suffit de prendre pour les ordonnées une seconde échelle qui tient compte de la superficie du bassin du fleuve. Si, par exemple, l'échelle des débits en litres par kilomètre carré est de 2 millimètres par litre et le bassin du fleuve de 36 000 kilomètres carrés, l'échelle pour les débits absolus en mètres cubes par seconde sera :

$$\frac{2 \cdot 1\,000}{36\,000} = \frac{1}{18} \text{ de millimètre}$$

par mètre cube et par seconde, ou 18 mètres cubes par seconde seront représentés par 1 millimètre.

Si l'on possède les observations limnimétriques d'un cours d'eau pendant une ou plusieurs années, on peut, comme nous l'avons montré, en déduire, à l'aide de la courbe donnant les débits en fonction des hauteurs limnimétriques, *la courbe de régime*, c'est-à-dire la variation des débits avec le temps.

La courbe de fréquence des débits est la courbe donnant, pour un débit déterminé, le nombre annuel de jours consécutifs ou non pendant lesquels ce débit a été atteint ou dépassé. Cette courbe, qui a comme abscisses les 365 jours de l'année et comme ordonnées les débits, s'obtiendra à l'aide de la courbe annuelle de débits (courbe de régime). Pour une période déterminée, on établira la courbe moyenne de fréquence d'après la courbe moyenne de régime de cette même période. Cette courbe de fréquence est très importante pour l'étude d'une installation hydraulique ; elle permet de calculer quelles sont dans le cours d'une année les disponibilités de force qui dépendent naturellement des débits.

Nous donnons (fig. 3) la courbe de durée des débits pour le Rhin (moyenne des années 1904 à 1913, h = 0,93) et les courbes extrêmes (année sèche 1909, h = 0,78 et année humide 1910, h = 1,26) pendant cette période

Etablissement de la courbe approximative de débit d'un cours d'eau par analogie. — Lorsqu'on ne possède pas de mesures limnimétriques et de débit établies pour une période suffisamment longue, on pourra se rendre compte du débit d'un cours d'eau par analogie. A cet effet, on établira des courbes du débit par kilomètre carré de cours d'eau de la même région sur lesquels se trouvent déjà des usines, ou bien sur lesquels des mesures ont déjà été

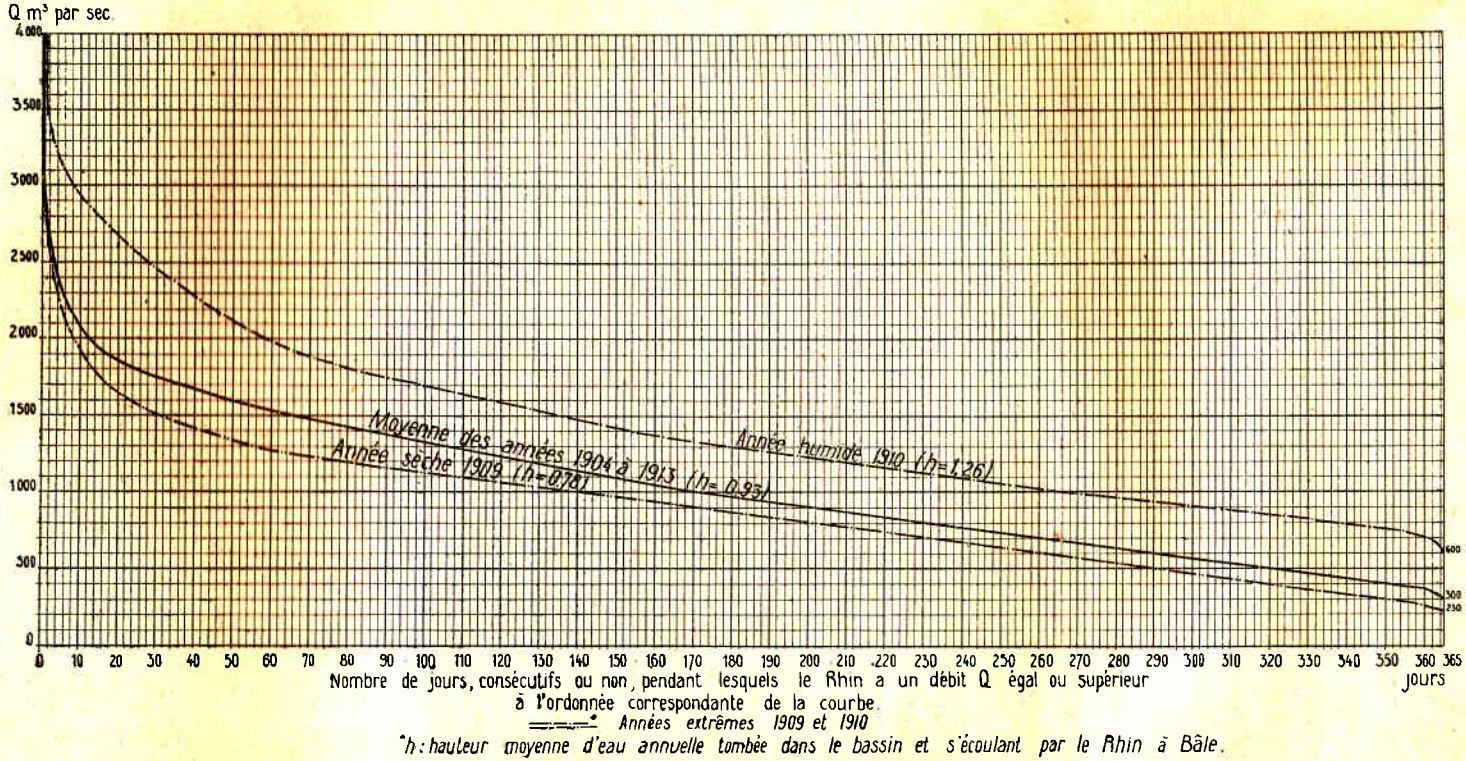


Fig. 3. — Courbe de durée des débits du Rhin à Bâle en m³ par seconde.
Moyenne des années 1904-1913. — Années extrêmes 1909 (sèche), 1910 (humide).

effectuées. On comparera les mesures de débit faites sur le cours d'eau en question avec les observations faites à la même époque sur d'autres rivières de la région. Cette comparaison se fera toujours en litres par kilomètre carré. On rassemblera également les observations pluviométriques des différents bassins, et l'on arrivera ainsi par comparaison et par analogie, avec un peu d'habitude, à constituer une courbe approximative du débit probable du cours d'eau, en litres par kilomètre carré de bassin. Il suffira alors de multiplier ces valeurs par la surface de bassin (ou autrement dit, de changer l'échelle des ordonnées) pour obtenir la courbe probable de débit. Bien souvent, nous avons pu constater, lorsque l'installation était en fonction, que les débits ainsi obtenus par déduction étaient plus exacts que ceux qui nous avaient été donnés sur la foi d'observations directes faites par des tiers, et que nous n'avions pu contrôler.

Les exemples que nous donnons ci-après de courbes de débit de différentes régions pourront fournir au lecteur des indications utiles pour établir des courbes de débit par analogie et chacun pourra rassembler, d'après ses propres expériences, une collection de courbes de débit des cours d'eau qu'il connaît et qui pourront le guider pour déterminer le régime probable d'autres rivières.

Exemples et particularités de courbes de débit. — Il n'existe pas de rivière à *débit absolument constant*. Comme exemple de fleuve à débit presque uniforme, nous citerons le *Vuoksen*, en Finlande, qui, sur un bassin de 60 205 kilomètres carrés (mesuré aux chutes de l'Imatra), a une superficie de lacs de 7 760 kilomètres carrés, soit 13 fois plus grande que le lac Léman. Le débit moyen des années 1900 à 1912 était de 600 mètres cubes par seconde, correspondant à un débit moyen de 10 litres par kilomètre carré

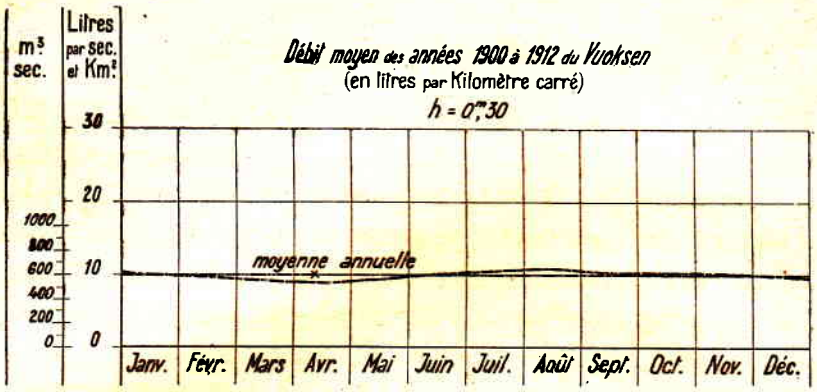


Fig. 4. — Petit Imatra, Finlande.
Bassin d'alimentation 60 205 km².

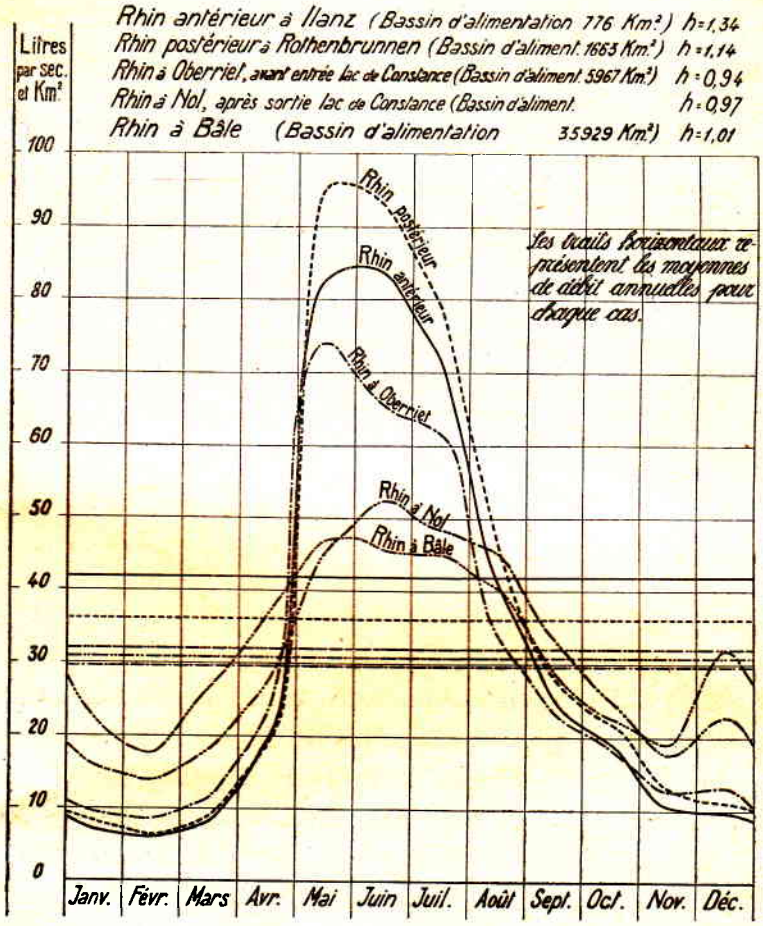


Fig. 5. — Débits mensuels du Rhin de l'année 1915
(en litres par kilomètre carré).

de bassin et à une hauteur d'eau d'écoulement (répartie uniformément sur le bassin) h = 0,30 mètre (voir fig. 4).

Comme autre exemple de *l'influence régulatrice d'un lac* (sans vannes de réglage) nous donnons la courbe des débits mensuels du Rhin pendant l'année 1915, par kilomètre carré, avant son entrée dans le lac de Constance (à Oberriet) et après la sortie du lac (à Nol) (voir fig. 5). On y constatera que l'amplitude des basses et hautes-eaux est sensiblement réduite par le lac qui agit comme régulateur.

A ces courbes, nous en avons ajouté d'autres prises en amont sur le cours du Rhin antérieur (Ilanz) et du Rhin postérieur (Rothenbrunnen). La comparaison de ces courbes et de celles du Rhin en aval, à Oberriet, montre l'influence de la plus haute altitude qui correspond à un plus grand débit moyen par km² de bassin. Nous donnons également sur la même figure la courbe du Rhin à Bâle.

Cours d'eau — Année 1915	Bassin en km² b	Débit en litres par km² q	Hauteur correspondante d'écoulement en m h
Rhin antérieur à Ilanz	776	41,7	1,34
Rhin postérieur à Rothenbrunnen.	1 663	36,3	1,14
Rhin à Oberriet	5 967	29,8	0,94
Rhin à Nol	11 893	30,8	0,97
Rhin à Bâle	35 929	31,9	1,01

Le Rhin à Bâle présente une augmentation de débit par kilomètre carré par suite de l'influence des affluents ayant une plus grande hauteur d'écoulement (Reuss 1915, h = 1,354 m ; Limmat 1915, h = 1,422 m ; Aar 1915, h = 1,10 m).

On voit aussi que la plus haute altitude produit une sensible diminution de débit en hiver par suite du gel et

une augmentation de débit dans la période de la fonte des neiges.

La variation des débits avec l'altitude ressort clairement des chiffres suivants, empruntés aux mesures faites par le Service suisse des Eaux. Ces chiffres montrent que plus on descend le cours d'eau, plus le débit en litres par kilomètre carré diminue. Voici à titre d'exemple les mesures faites en 1915 qui était une année normale :

Jaugeages du Service suisse des eaux en 1915.

	Bassin en km²	*h* en m
Rhin		
Rhin antérieur (Ilanz)	776	1,314
Rhin postérieur (Rothenbrunnen)	1 663	1,144
Rhin Felsberg	3 249	1,082
Rhin Oberriet (avant entrée lac de Constance)	5 967	0,938
Aar		
Aar Innertkirschen	276	2,155
Aar Brienzwiler	553	1,997
Aar Thalmatten	1 349	1,349
Aar Brügg (sortie lac de Bienne)	8 317	1,028
Reuss		
Reuss Andermatt	191	1,905
Reuss Seedorf	832	1,690
Reuss Mühlau	2 904	1,477
Reuss Mellingen	3 382	1,354
Rhône		
Rhône Reckingen	215	1,882
Rhône Gampenen	2 260	1,295
Rhône Porte de Scex	5 220	1,208
Rhône La Plaine	10 284	1,125
Tessin		
Tessin Rodi	224	1,765
Tessin Bellinzona	1 514	1,534
Inn		
Inn St.-Moritz	158	1,153
Inn Martinsbruck	1 944	0,846

L'influence de l'altitude et de la rapidité de la fonte des neiges est encore plus prononcée dans les cours d'eau descendant des Pyrénées du côté espagnol et se voit (fig. 6) sur les courbes comparatives des débits du Flamisell, de la Noguera Pallaresa à Tremp et de l'Èbre dans lequel la Noguera déverse ses eaux par le Sègre :

Cours d'eau	Altitude du point de jaugeage en mètres a	Bassin en km² b	Débit en litres par km² q	Hauteur correspondante d'écoulement en m h	
Flamisell à la sortie du lac Estangento.	2 029	32	46	1,45	(moyenne de 1915 et 1916).
Noguera Pallaresa à Tremp (affluent du Sègre) . . .	510	2 090	21	0,65	(moyenne des années 1912 à 1915 : 4 ans)
Ebre (Fayon). . .	50	82 200	8,2	0,26	(moyenne des années 1907 à 1913 : 7 ans)

La diminution des débits dans la plaine est accentuée en Espagne par la perte d'eau due aux irrigations nombreuses et aux infiltrations qui absorbent la plus grande partie des pluies. Le haut de la vallée de la Noguera Pallaresa et de ses affluents est particulièrement riche en eau à cause de son altitude élevée et de la bonne orientation des versants de ses montagnes par rapport aux vents chargés de pluie.

Nous avons réuni sur une même figure (fig. 7) et comme exemples caractéristiques de la variation de régime suivant les régions, les courbes de débit du Vuoksen (Imatra, Finlande), du Rhin à Bâle et à Mastrils, de la Noguera Pallaresa à Esterri et à Tremp (Pyrénées Espagnoles), de l'Èbre à Fayon (Espagne), de la Garonne à

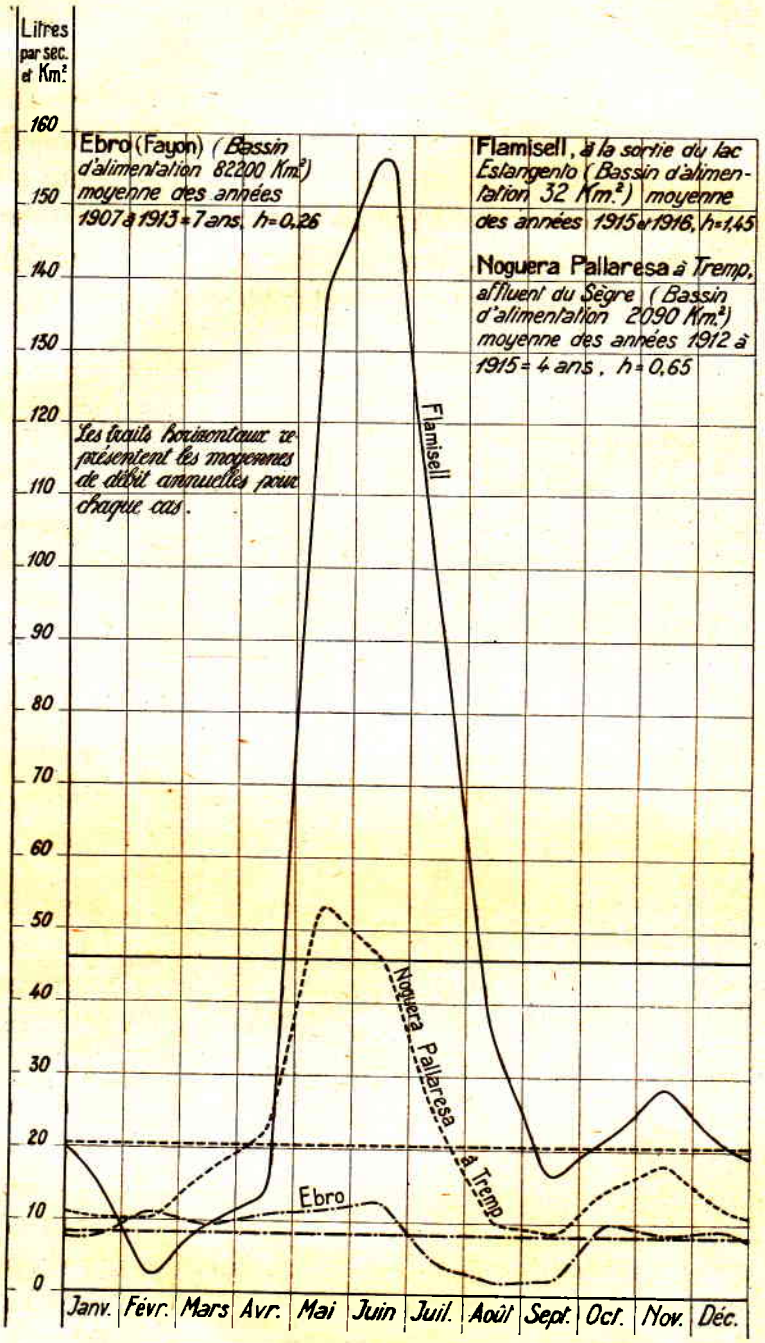


Fig. 6.— Courbes comparatives des débits du Flamisel, de la Noguera Pallaresa à Tremp et de l'Ebro, **Pyrénées Espagnoles**
(en litres par kilomètre carré).

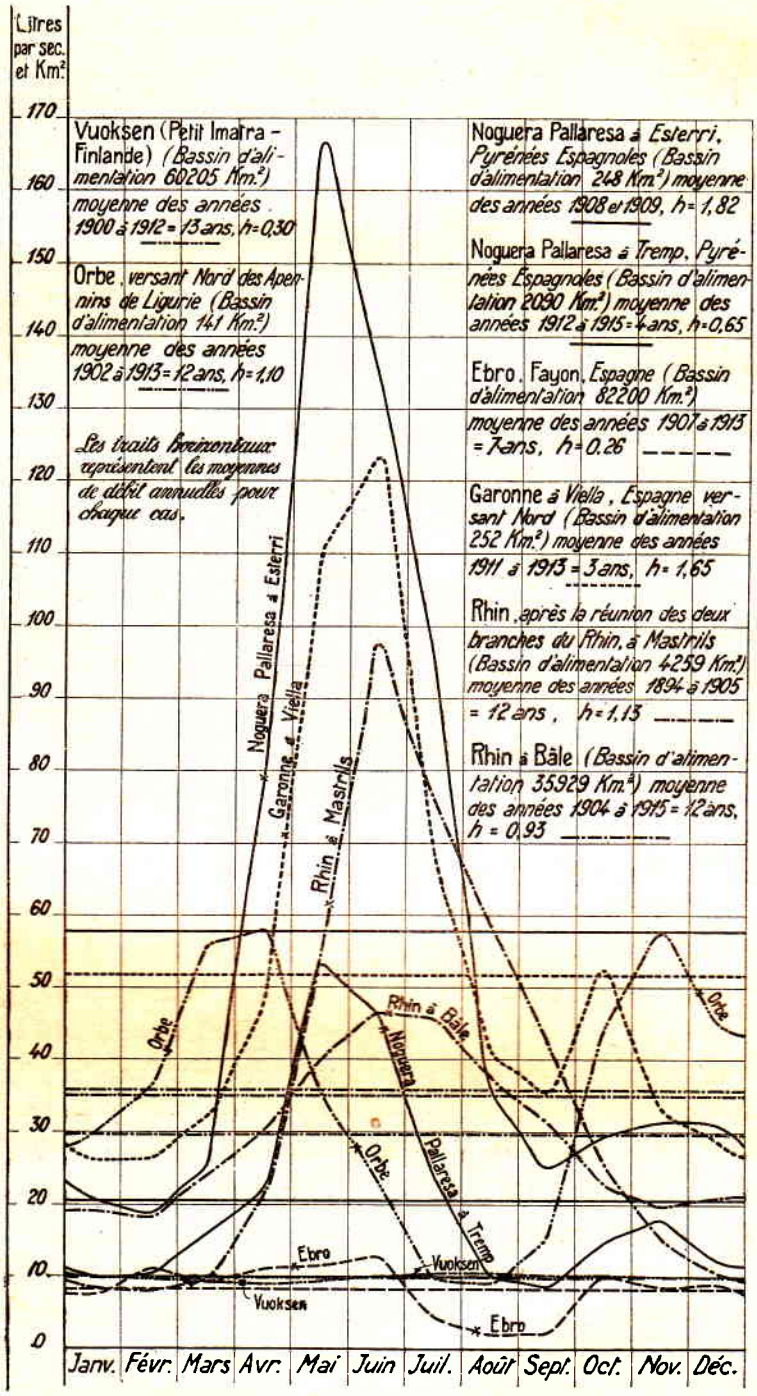


Fig. 7. — Courbes comparatives des débits de cours d'eau de différentes régions (en litres par kilomètre carré).

Viella (Espagne versant nord) et de l'Orbe (versant nord de l'Apennin de Ligurie).

On constate sur presque toutes ces courbes un étiage (basses-eaux) d'été, sauf sur le Rhin et sur le Vuoksen où l'influence des lacs ou des glaciers contrebalance la rareté des pluies. Une seconde période d'étiage, beaucoup plus importante, a lieu en hiver, alors que le gel se fait le plus sentir.

Variations dans les courbes du débit moyen mensuel et variations du débit moyen annuel. — Si l'on trace les courbes des débits moyens mensuels de différentes années, on constate de grandes variations dans leur forme, mais le débit moyen annuel d'une année à l'autre ne varie que dans des proportions restreintes.

Nous avons donné à titre d'exemple (fig. 2), pour le Rhin, la courbe moyenne des débits mensuels de 12 années (1904 à 1915) et les courbes des années extrêmes de pluie et de sécheresse.

A titre de comparaison, nous donnons (fig. 8) le régime d'un bassin situé dans la haute montagne, alimentant le lac du Mont-Cenis (moyenne de 5 années 1911 à 1915). On y constate le peu de variation des débits pendant la période du gel et la variation beaucoup plus grande par le dégel qui s'opère plus ou moins rapidement. Quant aux variations des débits moyens annuels par rapport à la moyenne générale, elles sont relativement faibles au Mont-Cenis tandis que nous avons constaté en Espagne des variations de 30 à 40 % en plus ou en moins par rapport à la moyenne.

Enfin, nous donnons, d'après les renseignements publiés par le Service suisse des Eaux (fig. 9). quatre courbes superposées du bassin des Grisons qui montrent bien l'analogie des régimes de cours d'eau voisins (moyenne des années 1894 à 1905), soit pour :

1° Rhin antérieur à Ilanz, bassin 776 km² ;

2° Glenner à Ilanz, bassin 382 km² ;

3° Rhin postérieur à Rothenbrunnen, bassin 1 663 km² ;

4° Rhin après la réunion des deux branches du Rhin, bassin 4 259 km².

On y reconnaît d'abord que les bassins à plus haute altitude donnent des maxima et minima plus accen-

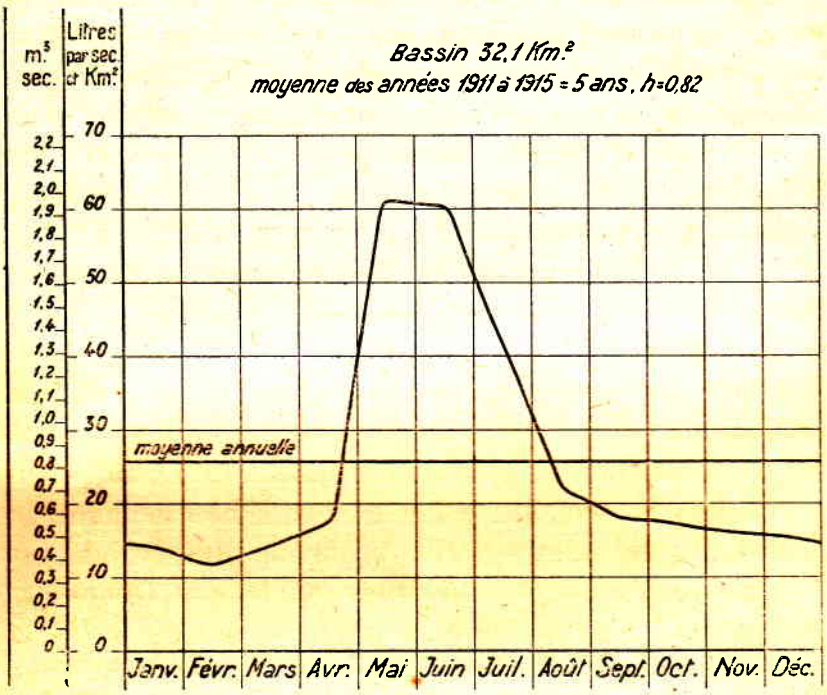


Fig. 8. — Courbe du régime du bassin alimentant le lac du Mont-Cenis (en litres par kilomètre carré).

tués, ensuite que le dégel dans les vallées plus exposées au soleil (3°) a lieu plus vite que de l'autre côté (1° et 2°) et enfin, que la quantité d'eau tombée dans les massifs recevant d'abord les vents de l'ouest est plus grande qu'ailleurs. Avec beaucoup d'habitude et les renseignements

déjà très nombreux qui sont fournis par le Service suisse

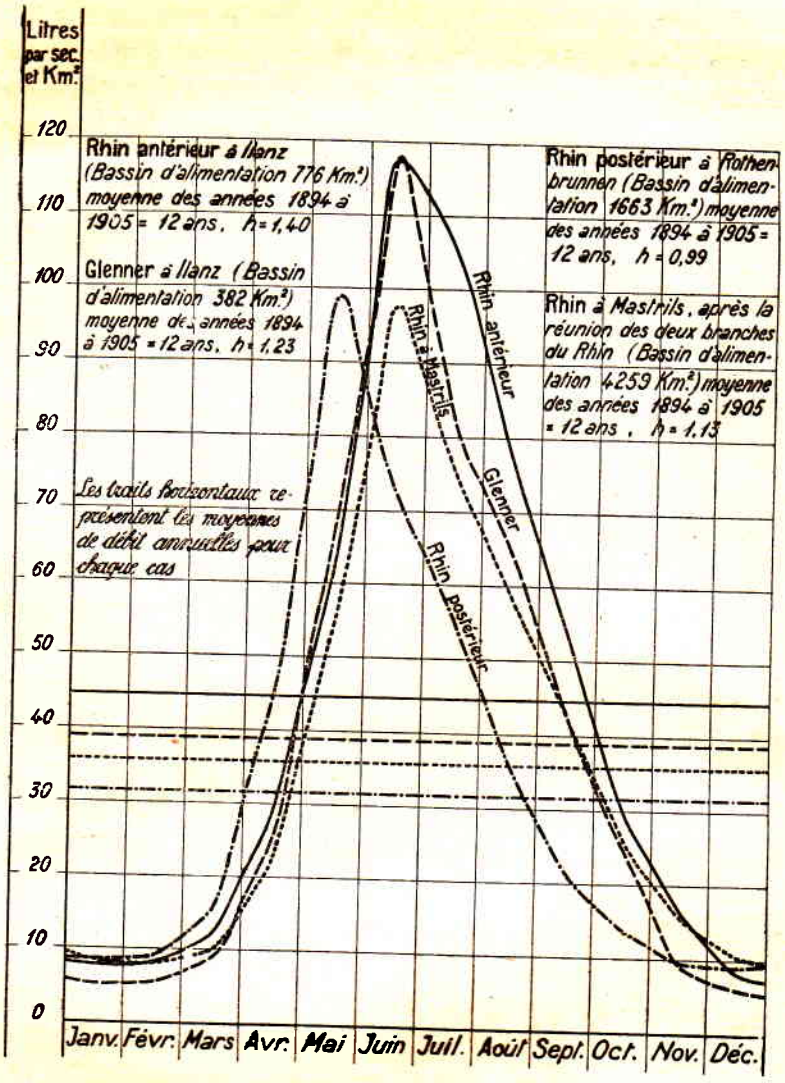


Fig. 9. — Bassin des Grisons. Courbes des débits du Rhin antérieur à Ilanz, du Glenner à Ilanz, du Rhin postérieur et du Rhin à Mastrils (en litres par kilomètre carré).

des Eaux, on arrivera à établir assez exactement par ana-

logie les régimes des cours d'eau suisses où l'on n'a pas encore fait de mesures.

Débits caractéristiques pour l'établissement d'une usine hydraulique. — Les débits qui caractérisent le régime d'un cours d'eau et jouent un rôle dans l'établissement d'une usine hydraulique sont les suivants (nous considérons toujours les débits en litres par kilomètre carré de bassin) :

Les débits moyens mensuels. — Ceux-ci s'obtiennent à l'aide des courbes de régime. Dans l'étude d'une installation de force hydraulique, la courbe des débits moyens mensuels a de l'importance lorsqu'il s'agit de régulariser le débit d'un cours d'eau à l'aide de réservoirs dont il faut établir la capacité, ou pour déterminer la puissance disponible chaque mois. La courbe des débits moyens et celle de fréquence des débits permettent de se rendre compte du débit-limite qu'il faut prévoir pour l'installation et au delà duquel l'emploi de la puissance ne sera plus rationnel.

Les débits moyens mensuels d'une année sèche doivent également être considérés pour établir le cas le plus défavorable dans lequel se trouvera l'usine.

Le débit moyen annuel est la moyenne des débits mensuels et représente le cube total débité pendant l'année divisé par le nombre de secondes (31 536 000). En Suisse ce débit varie de 15 à 70 litres par seconde et par kilomètre carré correspondant à une hauteur d'eau h d'écoulement de 0,5 à 2,2 mètres environ.

Le débit minimum absolu est l'un des éléments les plus nécessaires à connaître pour l'établissement d'une force motrice qui n'est pas pourvue de réservoirs d'accumulation. Il correspond à la puissance minimum que donnera l'usine. Il atteint, en général, dans nos régions (pour des

cours d'eau non régularisés par des lacs) 3 à 8 litres par kilomètre carré de bassin. Faute de mesures directes, qui manquent souvent ou sont peu sûres, on pourra établir le minimum de débit d'un cours d'eau par analogie, en comparant les débits minima par kilomètre carré de rivières analogues ou de la même région dont on a des mesures.

Comme le débit minimum absolu peut n'être qu'accidentel, on fera bien de considérer également dans les études d'une période la moyenne des débits minima absolus de chaque année déterminée.

Le débit maximum absolu est le plus fort débit connu, correspondant à la plus forte crue connue. Pour le Rhin à Bâle, ce débit a été en 1876 d'environ 160 litres par kilomètre carré de bassin. Il atteint, pour des cours d'eau non régularisés par des lacs, jusqu'à 500 litres par kilomètre carré dans la montagne et 300 litres dans la plaine. En Suisse, il est plus élevé sur le versant sud, où les pluies sont torrentielles, que sur le versant nord. En Espagne (versant sud des Pyrénées) et dans le Midi de la France, le débit maximum absolu atteint jusqu'à 1000 litres par kilomètre carré de bassin.

Rapport entre les débits extrêmes et le débit moyen. — On donne souvent le rapport entre le débit maximum et le débit minimum. Nous trouvons plus logique de donner le rapport entre les débits extrêmes et le débit moyen, qui est moins sujet à des fluctuations accidentelles. Les chiffres caractéristiques du régime d'un cours d'eau pourront être groupés dans un tableau, comme il est indiqué ci-après.

Données caractéristiques d'un régime de cours d'eau.

Cours d'eau : *Rhin à Bâle, Schifflände.*
Surface du bassin : 35 929 km².

Années d'observation	Hauteur d'écoulement en m.	Débit en litres par kilomètre carré				Rapport		Observations
		moyenne annuelle	maximum absolu	minimum absolu	minimum mensuel	max. / moy. = $\frac{d}{c}$	min. / moy. = $\frac{e}{c}$	
a	*b*	*c*	*d*	*e*	*f*	*g*	*h*	
1914. . .	1,119	35,5	72,3	13,3	18,3	2,0	0,37	
1915. . .	1,007	31,9	64,5	12,9	17,4	2,0	0,40	
1916. . .	1,100	34,9	73,9	15,3	23,8	2,1	0,43	
1917. . .	0,987	31,3	58,9	11,4	15,5	1,9	0,36	
1918. . .	0,807	25,6	107,3	9,6	15,2	4,2	0,375	
1919. . .	0,975	30,9	87,8	11,3	16,1	2,8	0,365	
1920. . .	0,917	29,0	78,7	6,8	10,4	2,7	0,23	
1921. . .	0,531	16,9	49,8	6,6	9,2	2,9	0,39	année extraordinairement sèche
Moyenne .	0,935	29,50	75,40	10,90	15,74	2,575	0,365	
Extrêmes .	0,531 1,119	35,5 16,9	107,3 49,8	15,3 6,6	23,8 9,2	4,2 1,9	0,43 0,23	

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE IV

ÉTUDE THÉORIQUE DU MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU DANS UN COURS D'EAU

Nous avons divisé l'étude du mouvement de l'eau dans un cours d'eau en deux chapitres. Le premier (chap. IV), dans lequel nous traiterons la question au point de vue théorique, est nécessaire si l'on veut faire une étude approfondie de la question ; on y trouvera la démonstration des formules qui sont la base de toute l'étude. Nous rappellerons brièvement au commencement du chapitre suivant (chap. V) les résultats principaux auxquels nous arrivons dans le chapitre IV et ensuite nous en déduirons les formules qui sont à appliquer dans les cas pratiques.

Résistance due au frottement contre les parois. — Considérons de l'eau en mouvement dans un canal, sous une pente i. Si l'eau glissait sans frottement ou avec un frottement constant contre les parois, elle prendrait une vitesse uniformément accélérée. En réalité, *elle prend une vitesse limite pratiquement constante* par le fait que les parois retiennent les molécules qui sont en contact avec elles, et cela d'autant plus que la vitesse augmente. On appelle ce phénomène « frottement » de l'eau contre les parois par analogie avec un corps solide glissant avec frottement sur un plan incliné.

Il y a de très grandes différences entre le frottement du

corps solide et celui de l'eau. *Un corps solide* reste en équilibre sur une surface inclinée tant que la pente de celle-ci au point considéré est inférieure à la *pente limite de glissement*; dès que cette dernière est atteinte, le corps prend une vitesse uniformément accélérée; la résistance due au frottement est proportionnelle à la charge, indépendante de l'étendue des surfaces en contact et indépendante de la vitesse, ou tout au moins n'en dépend que dans une très faible mesure. *Le frottement de l'eau* contre une paroi est très différent. Il n'y a pas de pente limite de glissement; l'eau glisse même avec les plus faibles pentes, et la résistance par unité de surface due au frottement est indépendante de la charge spécifique, mais fonction de la vitesse. On admet, en général, qu'elle varie comme la deuxième puissance de la vitesse; il semble, toutefois, d'après les essais qui ont été faits, qu'elle varie avec un exposant de la vitesse un peu inférieur à 2.

Les premiers hydrauliciens admettaient l'existence, contre les parois des canaux, d'une couche d'eau morte sur laquelle glissait le reste de la masse liquide, de telle sorte que la vitesse était indépendante de la nature des parois. Les essais ont montré que cette hypothèse est fausse et que la force de frottement dépend de la nature des parois.

Cherchons à nous représenter en quoi consistent la force et le travail de frottement et pour cela considérons un courant d'eau dans un canal.

Les parois du canal ne sont jamais parfaitement lisses, mais elles sont toujours plus ou moins rugueuses, c'est-à-dire couvertes de petites aspérités ou obstacles contre lesquels les molécules d'eau viennent frapper. Considérons une molécule d'eau M animée de la vitesse v (fig. 10).

Cette molécule arrive en contact avec une aspérité de

la paroi, elle est déviée de sa direction primitive ou arrêtée complètement par l'obstacle. De toute manière, cette molécule perd totalement, ou en partie, la puissance vive qu'elle possédait et, après avoir été déviée ou arrêtée, elle est entraînée de nouveau par la masse d'eau en mouvement qui l'entoure et qui lui redonne sa vitesse initiale v.

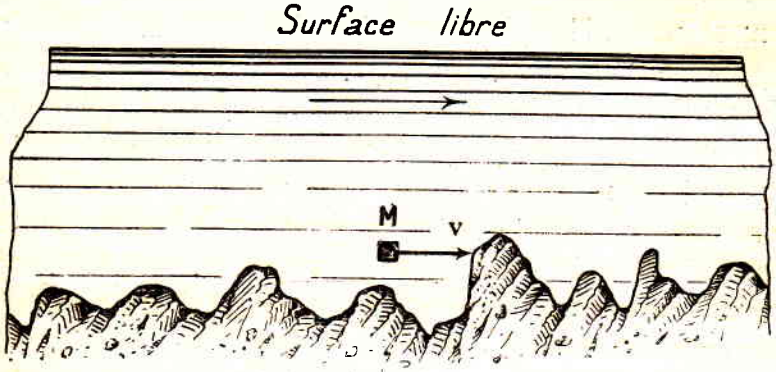


Fig. 10.

Nous voyons donc qu'un certain nombre de molécules de l'eau en mouvement venant frapper contre les obstacles de la paroi perdent de leur puissance vive. La varia-

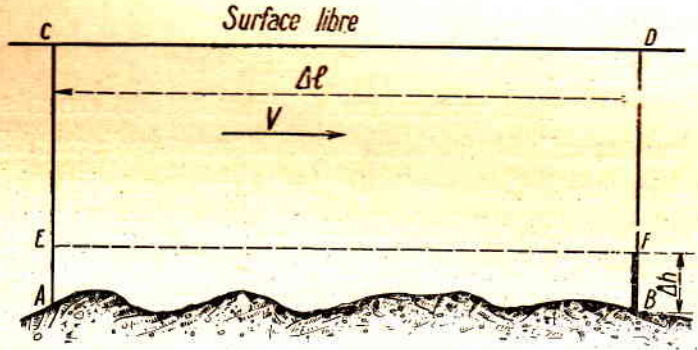


Fig. 11.

tion de puissance vive ou travail ainsi perdu, est précisément le travail de frottement.

Considérons (fig. 11) une tranche longitudinale dans l'axe d'un canal ; soit Δl la longueur de cette tranche, Δb sa largeur.

L'eau est animée d'une vitesse v supposée constante. Pendant le passage de la masse d'eau ABCD au-dessus du fond du canal AB, un certain nombre de molécules sont venues frapper contre des obstacles du fond et ont perdu leur puissance vive en totalité ou en partie. Pour donner une idée plus concrète du phénomène, nous supposerons que tous les obstacles répartis sur le fond AB sont concentrés en un seul point, B par exemple, et forment à cet endroit un obstacle BF de hauteur Δh contre lequel viennent se heurter toutes les molécules constituant la masse d'eau ABEF. Nous admettons ainsi que toutes ces molécules viennent dans leur course entre A et B frapper une fois contre une aspérité et perdent la totalité de leur puissance vive.

La puissance vive ou énergie cinétique totale perdue ainsi par choc contre les aspérités du fond est, sur la longueur AB :

$$\frac{\gamma}{2g} \cdot \Delta l \cdot \Delta b \cdot \Delta h \cdot v^2$$

γ = poids de l'unité de volume ;

g = accélération terrestre (9,81 m : sec²).

Cette puissance vive absorbée par les frottements est égale au travail de frottement de la masse d'eau ABCD contre le fond. Ce travail de frottement est égal à une *force de frottement* F_s *par unité de surface*, multipliée par la surface de frottement $\Delta l \,.\, \Delta b$, multipliée par le chemin parcouru dans la direction de la force $AB = \Delta l$. Le travail de frottement est donc :

$$F_s \,.\, (\Delta l)^2 \,.\, \Delta b.$$

Nous pouvons donc poser :

$$\frac{\gamma}{2g} \cdot \Delta l \cdot \Delta b \cdot \Delta h \cdot v^2 = F_s \cdot (\Delta l)^2 \cdot \Delta b.$$

$$F_s = \frac{\gamma}{2g} \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} \cdot v^2.$$

Nous appellerons $\frac{\Delta h}{\Delta l} = f_1$ *le coefficient de rugosité de la paroi* et nous pourrons poser :

(1)
$$\boxed{F_s = \frac{\gamma}{2g} \cdot f_1 \cdot v^2} \quad (1)$$

F_s *étant la force de frottement par unité de surface.*

Nous avons ainsi une manière d'exprimer la rugosité d'une paroi par un coefficient f_1 représentant la hauteur totale des aspérités par unité de longueur, ou aussi la hauteur d'eau dont la vitesse est annulée par le frottement pour chaque unité de longueur de parcours.

Nous tenons à préciser que ceci n'est qu'un mode de représentation qui n'a rien de rigoureux, mais qui a l'avantage de donner une idée plus concrète de ce que représente le coefficient de frottement.

Résistance intérieure de l'eau par suite de la cohésion ou viscosité. — Toutes les formules de l'hydrostatique sont établies en faisant l'hypothèse que l'eau est un liquide parfait, ce qui est juste puisqu'il n'y a pas de frottements intérieurs.

Cette hypothèse n'est plus admissible pour l'étude de l'hydrodynamique, elle conduirait à des résultats tout à fait faux. Dans un cours d'eau, par exemple, si les frottements intérieurs de l'eau étaient négligeables, les filets liquides qui ne sont pas en contact avec la paroi prendraient des vitesses uniformément accélérées. Cela est

(1) Equation homogène à masse . temps^{-2} . longueur^{-1} ($ML^{-1}T^{-2}$).

évident si l'on considère un filet d'eau à l'intérieur de la masse liquide ; ce filet d'eau est soumis à la composante de son poids suivant la direction de la pente, et s'il glissait sans frottement, ou même avec un frottement constant dont la force serait plus petite que la composante tangentielle du poids, il n'y aurait aucune force pour faire équilibre à cette composante, et nous savons qu'une force constante appliquée à un corps solide produit un mouvement uniformément varié.

On ne sait pas au juste en quoi consiste ce frottement des molécules liquides les unes contre les autres. Il est plus exact de se représenter les forces qui s'opposent au mouvement d'une molécule par rapport à une autre comme des forces de *cohésion* plutôt que des forces de frottement. Les molécules sont attirées les unes par les autres et tout mouvement d'une molécule relativement à une autre, donne naissance à une force qui s'y oppose.

Ce phénomène est également connu sous le nom de *viscosité*.

Soit une lame d'eau d'épaisseur dy (fig. 12), dont les molécules qui se trouvent sur l'une des faces ont une vitesse relative dv par rapport à celles qui sont sur l'autre face, il faut, pour maintenir cette différence de vitesse, faire agir une force que l'on admet (d'après Newton) être proportionnelle à $\frac{dv}{dy}$.

Cette force est dans le plan tangent commun aux deux surfaces considérées de vitesse v et $v + dv$ et parallèle à la vitesse ; elle est opposée au mouvement si l'on considère l'action de la lame à plus petite vitesse sur la lame à plus grande vitesse ; elle est dans le sens du mouvement si l'on considère l'action de la lame à plus grande vitesse sur la lame à vitesse plus faible.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA
DE LAS OBRAS
HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
MONTEVIDEO URUGUAY

La résistance de cohésion à vaincre par unité de surface sera :

(2) $$F = \mu \cdot \frac{dv}{dy}$$ (1)

Nous supposerons provisoirement, dans les calculs qui suivent que ce coefficient μ (2) est une constante. En réalité, nous verrons plus tard que les expériences pratiques indiquent qu'il varie avec la pression, avec la profondeur d'eau et avec les mouvements tourbillonnaires de l'eau le long des parois (voir chapitre V).

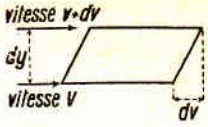


Fig. 12.

Répartition des vitesses des filets liquides dans une section transversale d'un cours d'eau. — Pour nous rendre compte

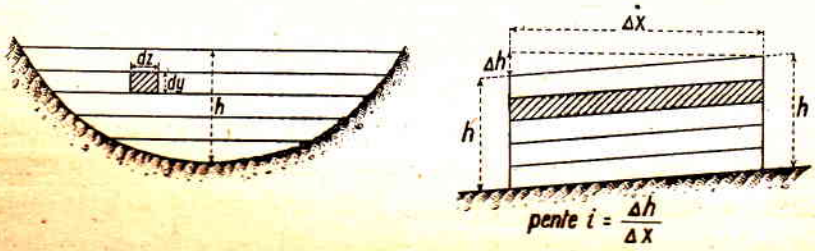


Fig. 13

de la répartition des vitesses dans un profil en travers donné d'un cours d'eau, nous allons considérer une portion de ce cours d'eau de pente et de section droite uniformes et comprises entre deux profils en travers distants de Δx.

(1) Equation homogène à masse . temps^{-2} . longueur^{-1} ($ML^{-1}T^{-2}$).

(2) μ est homogène à masse . temps^{-1} . longueur^{-1} ($ML^{-1}T^{-1}$), soit encore à force . temps . longueur^{-2} ($FL^{-2}T$).

Nous supposons cette masse liquide partagée en tranches prismatiques infiniment petites, par des plans infiniment rapprochés, les uns parallèles à la surface libre de l'eau, les autres verticaux et parallèles à la direction du mouvement ; ces tranches prismatiques constituent des *filets liquides* de section droite rectangulaire $dz.dy$ (fig. 13).

Sous l'influence de la pente i, tous ces filets glissent les uns sur les autres. Le long des parois ils sont retardés par le frottement et n'avancent que lentement (vitesse = vitesse de fond), tandis que plus les filets sont distants des parois, plus leur vitesse est grande ; en effet, le filet adjacent au filet considéré produit sur celui-ci un effort d'en-

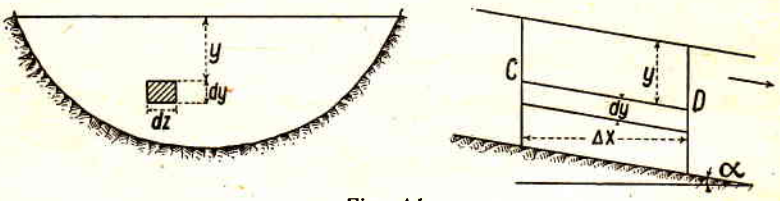


Fig. 14.

traînement (effort dans le sens du mouvement) s'il est plus éloigné des parois que lui, et un effort de résistance à l'avancement (effort opposé au mouvement) s'il est plus près du bord ou du fond.

Considérons maintenant (fig. 14) un de ces filets liquides de section rectangulaire $dz.dy$, de longueur Δx, comptée horizontalement.

Si la pente et la section d'un cours d'eau sont constantes, la vitesse de chaque filet liquide est uniforme d'après l'équation de continuité et les pressions sur les deux extrémités du filet considéré, pressions qui suivent la loi hydrostatique, se font équilibre deux à deux par raison de symétrie. Les autres forces qui agissent sur ce filet liquide sont :

1° La composante du poids dans la direction de la pente, ou composante tangentielle du poids :

$$dP = dz \cdot dy \cdot \Delta x \cdot \gamma \cdot \sin \alpha ;$$

2° Les forces de cohésion analogues à des forces de frottement tout le long de la surface du filet liquide ;

a) Sur la face supérieure, la force de frottement est proportionnelle à la surface de frottement :

$$dz \cdot CD = dz \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$$

et à

$$\frac{dv}{dy} \text{ ou } \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$dF_1 = \mu \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha} \cdot dz \cdot \frac{\partial v}{\partial y}$$

μ = coefficient de cohésion.

C'est une *force d'entraînement.*

b) Sur la face inférieure, la force de frottement est :

$$dF_2 = dF_1 + \frac{\partial dF_1}{\partial y} \cdot dy,$$

c'est une *force résistante* dirigée en sens contraire de dF_1.

La résultante de ces deux forces dF_1 et dF_2, de même **direction, mais de sens contraire, est au signe près :**

$$\frac{\partial dF_1}{\partial y} \cdot dy = \frac{\partial \left(\mu \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha} \cdot dz \cdot \frac{\partial v}{\partial y} \right)}{\partial y} \cdot dy.$$

c) Sur la face gauche, la force de frottement est :

$$dF_3 = \mu \cdot \Delta x \cdot dy \cdot \frac{\partial v}{\partial z} .$$

d) Sur la face droite, elle est :

$$dF_4 = dF_3 + \frac{\partial dF_3}{\partial y} \cdot dy,$$

c'est une force dirigée en sens contraire de dF_3.

La résultante des deux forces dF_3 et dF_4 de même direction, mais de sens contraire, est au signe près :

$$\frac{\partial dF_3}{\partial z} \cdot dz = \frac{\partial\left(\mu \cdot \Delta x \cdot dy \cdot \frac{\partial v}{\partial z}\right)}{\partial z} \cdot dz.$$

Les pressions aux extrémités étant égales et directement opposées, et le mouvement étant uniforme (équilibre dynamique), la résultante de ces forces doit être nulle :

$$dz \cdot dy \cdot \Delta x \cdot \gamma \cdot \sin\alpha + \frac{\partial\left(\mu \cdot \frac{\Delta x}{\cos\alpha} \cdot dz \cdot \frac{\partial v}{\partial y}\right)}{\partial y} \cdot dy + \frac{\partial\left(\mu \cdot \Delta x \cdot dy \cdot \frac{\partial v}{\partial z}\right)}{\partial z} \cdot dz = 0.$$

Nous pouvons poser $\cos\alpha = 1$ pour toutes les pentes usuelles et $\sin\alpha = \operatorname{tg}\alpha =$ pente i. En divisant par $\Delta x.dz.dy$, on trouve :

$$\gamma \cdot i = -\mu \cdot \frac{\partial\left(\frac{\partial v}{\partial y}\right)}{\partial y} - \mu \cdot \frac{\partial\left(\frac{\partial v}{\partial z}\right)}{\partial z}$$

soit encore :

$$\gamma \cdot i = -\mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} - \mu \cdot \frac{\partial^2 v}{\partial z^2}$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = -\frac{\gamma \cdot i}{\mu}$$

ou bien, chacune des dérivées partielles n'étant prise que par rapport à une variable y ou z :

(3) $$\boxed{\frac{d^2 v}{dy^2} + \frac{d^2 v}{dz^2} = -\frac{\gamma \cdot i}{\mu}} \quad (1)$$

(1) Equation homogène à longueur $^{-1}$. temps $^{-1}$ ($L^{-1}\,T^{-1}$).

C'est l'équation générale de la vitesse d'un filet liquide à l'intérieur d'un canal. Nous la résoudrons pour les deux cas particuliers suivants :

Premier cas : Section rectangulaire infiniment large. — Pour une section rectangulaire infiniment large ou du moins très large par rapport à la profondeur y, v est indépendant de z et $\frac{d^2v}{dz^2} = 0$; l'équation générale se réduit à l'équation suivante :

$$\frac{d^2v}{dy^2} = -\frac{\gamma \cdot i}{\mu}$$

$$v = c_1 + c_2 \cdot y - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot y^2.$$

y : profondeur comptée à partir de la surface.

Nous admettrons que la résistance de l'air est négligeable, donc v est maximum à la surface, c'est-à-dire pour $y = 0$ et $c_2 = 0$, donc

$$v = c_1 - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot y^2$$

avec $c_1 = v_{max.} = v_{surf.}$

Appelons v_f la vitesse de fond,
v_s la vitesse de surface,
v_m la vitesse moyenne.

(4) $$v = v_s - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot y^2$$

(5) $$v = v_f + \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot (h^2 - y^2)$$

(6) $$v_s = v_f + \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot h^2$$

(7) $$v_f = v_s - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot h^2$$

i = pente ;
μ = coefficient de cohésion ;
γ = poids de l'unité de volume d'eau ;
h = profondeur totale.

D'après les propriétés bien connues de la parabole on a, en outre, les valeurs suivantes pour la vitesse moyenne v_m sur une verticale :

(8) $$v_m = v_f + \frac{1}{3} \cdot \frac{\gamma \cdot i}{\mu} \cdot h^2$$

(9) $$v_m = v_s - \frac{1}{6} \cdot \frac{\gamma \cdot i}{\mu} \cdot h^2$$

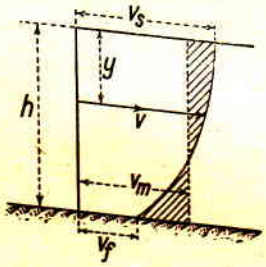


Fig. 15.

Les conclusions à tirer de ces formules sont les suivantes :

La courbe théorique des vitesses dans un profil en long vertical est un arc de parabole dont l'axe est confondu avec la ligne d'eau (fig. 15).

La différence entre la vitesse superficielle et la vitesse de fond, $\frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot h^2$, ne dépend pas de cette dernière.

Deuxième cas : Section rectangulaire de faible largeur par rapport à la profondeur. — Dans ce cas, qui est tout théorique, v est indépendant de y et $\frac{d^2v}{dy^2} = 0$.

$$\frac{d^2v}{dz^2} = -\frac{\gamma \cdot i}{\mu}$$

$$v = c_1 + c_2 \cdot z - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot z^2.$$

Si nous admettons que les deux parois verticales sont

identiques comme rugosité, la courbe des vitesses dans une section horizontale est un arc de parabole dont l'axe est confondu avec l'axe du cours d'eau. En prenant cet axe comme axe des ordonnées, v ne devant pas changer lorsqu'on remplace z par $-z$, on a $c_2 = 0$ et

$$v = c_1 - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot z^2.$$

Désignons par v_b la vitesse au bord, par v_c la vitesse au milieu du profil et par v_m la vitesse moyenne le long d'une horizontale normale au cours.

Soit l la largeur du profil; cherchons la vitesse au bord c'est-à-dire pour $z = \frac{l}{2}$:

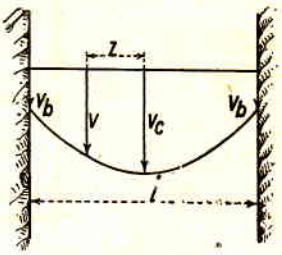


Fig. 16.

$$v_b = c_1 - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot \frac{l^2}{4}; \qquad c_1 = v_b + \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot \frac{l^2}{4}$$

(10) $$v = v_b + \frac{\gamma \cdot i}{2\mu}\left(\frac{l^2}{4} - z^2\right)$$

(11) $$v_c = v_b + \frac{\gamma \cdot i}{8\mu} \cdot l^2$$

(12) $$v_m = v_b + \frac{\gamma \cdot i}{12\mu} \cdot l^2$$ (1)

Nous voyons donc que, pour un profil de faible largeur par rapport à la profondeur, la courbe théorique des vitesses, le long d'une horizontale normale au cours, est un arc de parabole dont l'axe est confondu en plan avec l'axe du canal (fig. 16).

(1) Les formules 5 à 12 sont homogènes à longueur . temps^{-1} (LT^{-1}).

Dans toutes ces formules, pour avoir les vitesses en mètre par seconde, il faut exprimer l en mètre, γ en kilogramme-poids par mètre cube et μ coefficient de viscosité en kilogramme-poids-seconde par mètre carré.

Si μ était exprimé en unités C. G. S., il faudrait, dans la formule, multiplier μ par 98,1 pour obtenir l'un quelconque des autres facteurs en unités ci-dessus (unités pratiques).

Dans ce paragraphe, nous avons étudié l'équilibre d'un filet liquide, quantité infinitésimale ; maintenant, nous chercherons les conditions d'équilibre d'une veine liquide, quantité finie égale à la somme d'un nombre infiniment grand de filets liquides.

Relation entre la vitesse de fond (vitesse le long des parois), la pente et le rayon moyen de la section. — Considérons un canal, ou une rivière, dans une partie de son parcours où la pente et le profil en travers sont uniformes. Faisons deux sections verticales s et s' distantes de Δl, distance

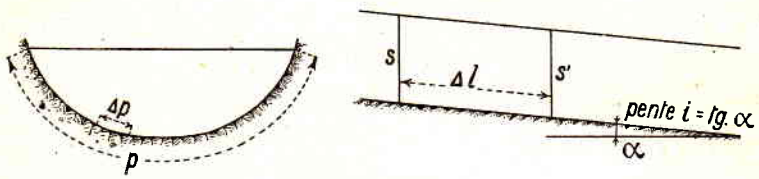


Fig. 17.

comptée parallèlement à la pente, et recherchons quelles sont les forces agissant sur la masse d'eau, veine fluide comprise entre s et s'.

Ces forces sont :

1° Les pressions de l'eau sur s et s'.

Les pressions suivent la loi hydrostatique et comme les hauteurs sont les mêmes dans ces sections et les profils en travers identiques, les pressions sont égales.

Ces forces se font équilibre.

2° Le poids de la masse d'eau comprise entre s et s', qui se décompose en une force normale à la paroi annulée par la réaction de la paroi et une force parallèle à la ligne de pente dirigée dans le sens du mouvement, $P = s.\Delta l.\gamma.i$, s étant l'aire de la section droite mouillée.

3° Les forces de frottement intermoléculaires, ou frottements intérieurs dus à la viscosité du liquide ; ces forces

étant deux à deux égales et directement opposées, la somme de leurs projections sur un axe quelconque est nulle. Ces forces n'entrent donc pas en jeu dans les équations de projections.

4° Les forces d'inertie ; elles ne sont pas à considérer, puisque le mouvement permanent est uniforme.

5° Le frottement contre les parois et contre l'air à la surface libre. Nous admettrons que ce dernier est négligeable.

Nous avons trouvé (formule 1) pour la force de frottement par unité de surface la valeur :

$$F_s = \frac{\gamma}{2g} \cdot f_1 \cdot v^2,$$

v étant la vitesse de la couche d'eau en contact avec les parois que nous appellerons dans la suite v_f. La force de frottement pour toute la section est, en admettant f_1 constant en tous les points du périmètre mouillé :

$$F = \frac{\gamma \cdot f_1}{2g} \cdot \Delta l \cdot \Sigma(\Delta p \cdot v_f^2).$$

Nous pouvons remplacer le terme $\Sigma(\Delta p \cdot v_f^2)$, dans lequel v_f est la vitesse de fond variable, par le terme

$$p \cdot v_{fm}^2$$

en posant :

(12 *bis*)
$$v_{fm} = \sqrt[2]{\frac{\Sigma(\Delta p \cdot v_f^2)}{p}}$$

v_{fm} étant ainsi défini comme vitesse efficace de fond qui donnerait le même frottement que celui causé par les vitesses variables le long du périmètre mouillé :

(12 *ter*)
$$F = \frac{\gamma \cdot f_1}{2g} \cdot \Delta l \cdot p \cdot v_{fm}^2$$

f_1 = coefficient de rugosité (voir plus haut) ;
p = longueur du périmètre mouillé.

Les forces F *et* P *se font équilibre* :

$$s \cdot \Delta l \cdot \gamma \cdot i = \gamma \cdot \frac{f_1}{2g} \cdot \Delta l \cdot p \cdot v_{fm}^2 .$$

Si l'on pose :

$$\frac{s}{p} = \mathrm{R}\ (1),$$

R étant appelé rayon moyen hydraulique, on obtient :

$$v_{fm}^2 = \frac{2g}{f_1} \cdot \mathrm{R} \cdot i$$

d'où

$$v_{fm} = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \cdot \sqrt{\mathrm{R} \cdot i}$$

soit :

(13) $\boxed{v_{fm} = \mathrm{K}_1 \cdot \sqrt{\mathrm{R} \cdot i}}$ où (13 *bis*) $\boxed{\mathrm{K}_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}}$ (2)

K_1 est donc une constante dépendant du degré de rugosité f_1 des parois.

C'est la formule bien connue donnant la vitesse de l'eau dans une rivière ou un canal, en fonction de la pente et du rayon moyen hydraulique $\mathrm{R} = \frac{s}{p}$, mais il y a lieu de remarquer que :

1° v_{fm} est la vitesse efficace du fond et non pas la vitesse moyenne de l'eau dans le canal ;

2° nous avons admis que la force de frottement était proportionnelle au carré de la vitesse, alors qu'il serait plus exact de poser :

(1) R est homogène à une longueur (L).

(2) K_1 est homogène à la longueur $^{\frac{1}{2}}$ temps $^{-1}$ ($\mathrm{L}^{\frac{1}{2}}\mathrm{T}^{-1}$). Dans la pratique, on adopte pour évaluer toutes ces grandeurs le système pratique : mètre, kilogramme-masse, seconde.

$$v_{fm} = K_1 \cdot \sqrt[n]{R \cdot i},$$

n étant un coefficient un peu inférieur à 2 ;

3° cette formule ne s'applique que pour un cours d'eau dont la pente et le profil sont constants sur une grande longueur, comme nous en avons fait l'hypothèse.

Relation entre la vitesse moyenne, la pente et le rayon moyen hydraulique. — Les hydrauliciens emploient généralement la formule :

(14) $$\boxed{v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}} \quad (1)$$

en appelant v_m la vitesse moyenne de l'eau dans une section normale ; nous nous proposons de voir quelle erreur l'on commet en employant cette formule. Nous considérons le cas théorique d'un cours d'eau de largeur infinie et de profondeur constante.

Reprenons la formule (8) donnant la valeur de v_m pour un cours d'eau de grande largeur pour lequel pratiquement $h = R \left(R = \frac{l \cdot h}{l} = h \right)$:

(8 bis) $$v_m = v_f + \frac{1}{3} \frac{\gamma \cdot i}{\mu} \cdot R^2 ;$$

v_m est la vitesse moyenne le long d'une verticale, soit dans l'hypothèse d'un cours d'eau de largeur infinie et de profondeur constante, la vitesse moyenne dans un profil en travers.

Remplaçons la vitesse de fond v_f par la valeur de la vitesse efficace de fond v_{fm} (formule 13). Ceci revient à admettre que la vitesse de fond est la même en tous les

(1) Même remarque que pour le coefficient K_1

points du fond. C'est exact avec l'hypothèse admise ; on obtient :

$$v_m = K_1 \sqrt{R \cdot i} + \frac{1}{3} \frac{\gamma \cdot i}{\mu} \cdot R^2.$$

Mettons $\sqrt{R \cdot i}$ en facteur pour obtenir la forme de la formule (14) :

$$(15) \qquad v_m = \left(K_1 + \frac{1}{3} \frac{\gamma \cdot \sqrt{i}}{\mu} \cdot R^{\frac{3}{2}} \right) \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

Pour avoir la formule (14) il faut donc poser :

$$(15\ bis) \qquad K = K_1 + \frac{1}{3} \frac{\gamma \cdot \sqrt{i}}{\mu} \cdot R^{\frac{3}{2}} \quad \text{où} \quad K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}.$$

On voit que la formule habituellement employée pour le calcul de la vitesse moyenne v_m dans une section normale,

$$(14) \qquad v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i},$$

n'est exacte qu'à condition de considérer K, non pas comme une constante, mais comme une variable dépendant tout d'abord de la rugosité des parois du cours d'eau (coefficient de rugosité f_1) ensuite de R et de la pente i. Enfin, le coefficient de cohésion μ a aussi une influence sur la valeur de K. Ce coefficient est, comme nous le montrerons dans la suite (chap. V), fortement influencé par les mouvements tourbillonnaires de l'eau et également par la profondeur (pression). Pour ces raisons, la formule théorique ci-dessus ne pourra être employée telle quelle dans la pratique. Nous établirons dans le chapitre V la transformation qu'il faut lui faire subir pour pouvoir l'appliquer.

Travail de frottement et travail intérieur de l'eau dans la section d'un cours d'eau. — Nous ne nous sommes occu-

pés jusqu'à présent que des forces agissant sur la masse d'eau ; cherchons quel est le travail mécanique de ces forces.

Considérons un cours d'eau de grande largeur et, dans ce cours d'eau, une tranche prismatique liquide de largeur Δb de longueur Δl (fig. 18) limitée par les plans AC et BD sensiblement perpendiculaires au courant et KM, LN parallèles au courant.

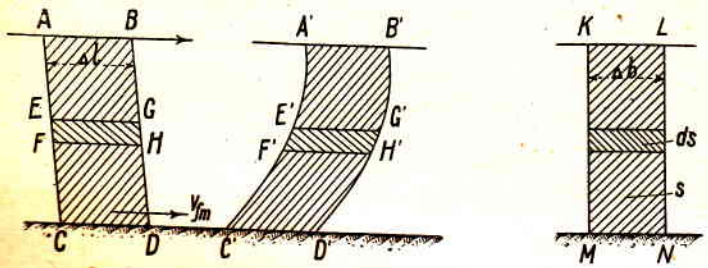


Fig 18

Après un temps dt, cette tranche est venue en A'B'C'D'.

Cherchons quel est *le travail de frottement contre le fond*. Nous avons vu précédemment que la force de frottement est $F = P = s \cdot \Delta l \cdot \gamma \cdot i$, s étant l'aire du profil en travers, ici rectangulaire. Le *travail de frottement* contre le fond est, pendant l'unité de temps :

$$\mathfrak{C}_\rho = s \cdot \Delta l \cdot \gamma \cdot i \cdot v_{fm}\,(1),$$

v_{fm} étant la vitesse efficace de fond. Pour l'unité de longueur de profil en long :

$$T_p = s \cdot \gamma \cdot i \cdot v_{fm}$$

Cherchons maintenant quel est le *travail total* effectué par la tranche Δl en passant de ABCD en A'B'C'D'. Consi-

(1) $\mathfrak{C}_\rho$ et $\mathfrak{C}$ sont homogènes à une puissance (ML^2T^{-3}).

dérons un élément EFGH de section ds de longueur Δl, qui est venu après le temps dt en E'F'G'H'.

Le poids de cet élément est :

$$ds \,.\, \Delta l \,.\, \gamma$$

La composante tangentielle :

$$ds \,.\, \Delta l \,.\, \gamma \,.\, i$$

Le travail élémentaire dans l'unité de temps :

$$d\mathfrak{T}_t = ds \cdot \Delta l \cdot \gamma \cdot i \cdot v$$

Le travail total dans l'unité de temps :

$$\mathfrak{T}_t = \int_s ds \cdot \Delta l \cdot \gamma \cdot i \cdot v$$

soit

$$\Delta l \cdot \gamma \cdot i \cdot \int_s v \cdot ds$$

or

$$\int_s v \cdot ds = v_{\text{moyen}} \cdot s$$

donc

$$\mathfrak{T}_t = s \cdot \Delta l \cdot \gamma \cdot i \cdot v_m ;$$

v_m = **vitesse moyenne du profil.**

Le travail total par unité de temps et par unité de longueur est :

$$T_t = s \cdot \gamma \cdot i \cdot v_m \,(1)$$

Le travail intérieur par unité de temps et par unité de longueur est représenté par :

(16)
$$\boxed{T_i = T_t - T_p = s \cdot \gamma \cdot i \cdot (v_m - v_f)} \quad (1)$$

v_f étant sensiblement le même en tous les points du fond.

(1) T_t, T_p et T_i sont homogènes à $(MT^{-3}\,L)$.

Il n'est donc pas exact d'admettre, comme on le fait souvent, que le *travail intérieur* est nul; nous voyons que le *travail de frottement contre les parois* est proportionnel à la vitesse efficace de fond, que *le travail total* est proportionnel à la vitesse moyenne de la section; *le travail intérieur* est la différence de ces deux derniers.

On remarque que l'expression

$$s \cdot \gamma \cdot i \cdot (v_m - v_f)$$

représente la puissance perdue par les frottements intérieurs des couches d'eau par unité de longueur; pour une longueur l, cette puissance est :

$$P = \int_0^l s \cdot \gamma \cdot i \cdot (v_m - v_f) \cdot dl$$

et si s, i et $v_m - v_f = \frac{1}{3} \frac{\gamma \cdot i}{\mu} \cdot h^2$ sont constants (indépendants de l) :

$$P = \frac{1}{3} l \cdot s \cdot \frac{i^2 \cdot \gamma^2}{\mu} \cdot h^2.$$

Traçons le diagramme des vitesses le long d'une verticale du cours d'eau :

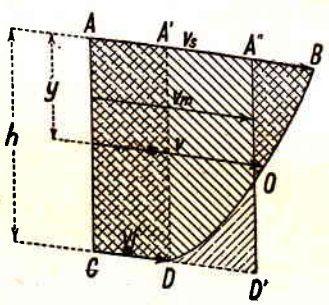


Fig. 19. — Surface A''BO = ODD'.

Si v_s = la vitesse de surface,

v_f = la vitesse de fond,

$v_m = \frac{\int_0^h v \cdot dy}{h}$, la vitesse moyenne pour une verticale :

La surface ABCD représente, à une certaine échelle, le travail total.

La surface AA'CD représente le travail de frottement contre les parois.

La surface A'BD = A'A''DD' représente le travail intérieur, c'est-à-dire le travail dépensé pour vaincre les frottements intérieurs de l'eau ou sa cohésion.

Courbes d'égales vitesses. — La répartition des vitesses dans la section d'un cours d'eau peut se représenter par des courbes reliant des points qui ont la même vitesse. Nous donnons (fig. 19 *a*) la répartition des vitesses dans l'Aar à Olten, suivant ce mode de représentation et d'après les mesures faites par le Service suisse des Eaux à l'aide du moulinet.

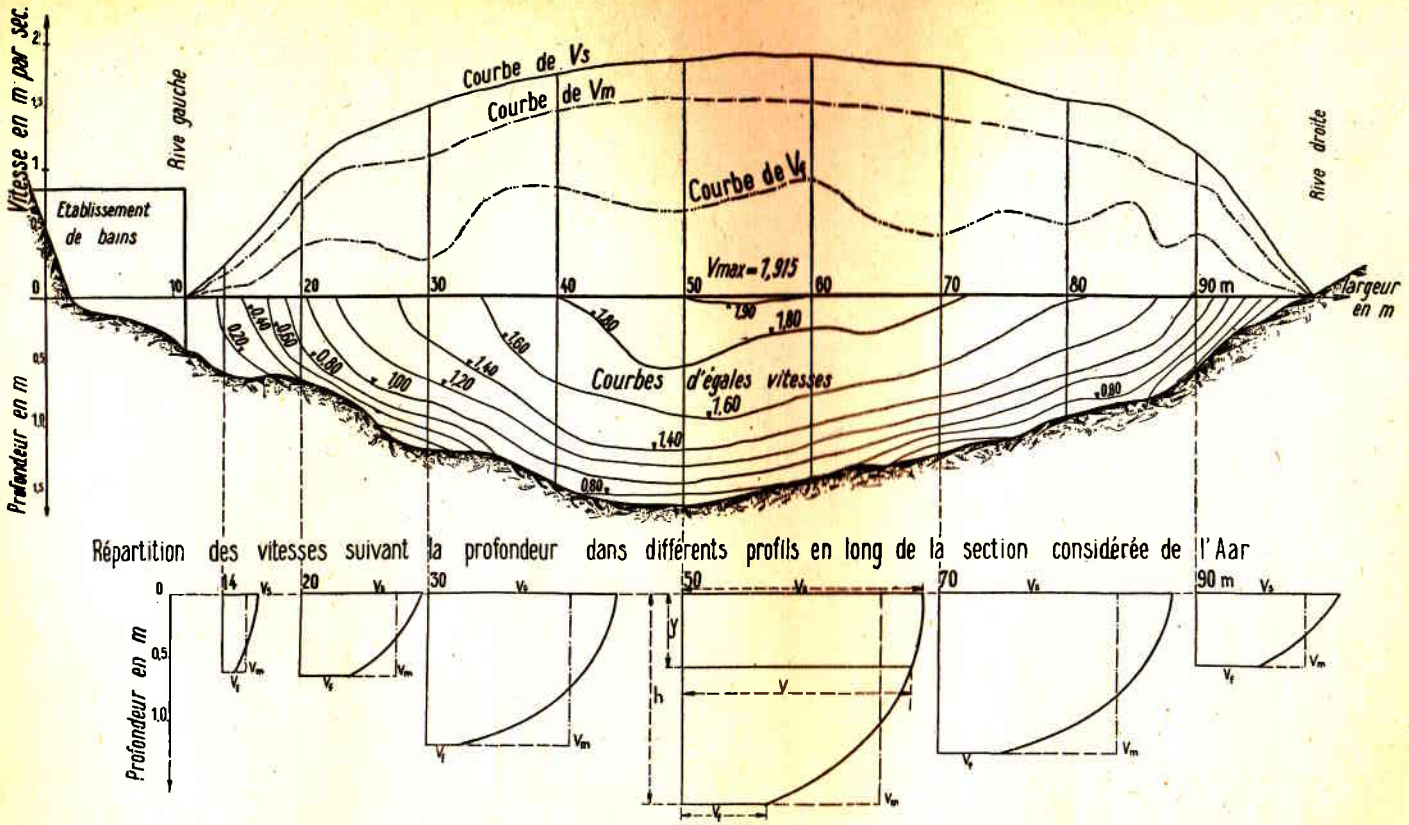


Fig. 19 *a*. — Répartition de la vitesse de l'eau dans une section de l'Aar, à Olten.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE V

FORMULES PRATIQUES POUR LE MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU DANS UN COURS D'EAU

Rappel de formules théoriques. — Nous avons établi, au chapitre IV, pour une section rectangulaire très large d'un cours d'eau de profondeur h, que la vitesse v d'un filet d'eau à la profondeur y était exprimée par :

$$v = v_s - \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot y^2 \tag{4}$$

ou encore :

$$v = v_f + \frac{\gamma \cdot i}{2\mu} \cdot (h^2 - y^2). \tag{5}$$

Dans ces formules, v_s est la vitesse de l'eau à la surface, v_f la vitesse de fond, γ le poids de l'unité de volume d'eau, i la pente et μ [1] le coefficient de viscosité de l'eau.

En réalité, pour une section de largeur finie, les filets d'eau en contact avec le fond n'ont pas tous la même vitesse ; nous avons admis pour ces filets une vitesse efficace v_{fm} telle que la force de frottement totale contre le fond soit la même. En appelant p le périmètre mouillé, Δp un élément de ce périmètre pour lequel la vitesse est v_f, on a :

$$v_{fm}^2 = \frac{\Sigma(\Delta p . v_f^2)}{p}. \tag{12 bis}$$

Nous avons trouvé que la vitesse efficace de fond ainsi définie avait la valeur :

(1) μ est homogène à $(ML^{-1}T^{-1})$.

(13) $$v_{fm} = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

K_1 étant un coefficient (1) :

(13 *bis*) $$K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}$$

R est le rayon moyen hydraulique, c'est-à-dire le rapport de l'aire mouillée de la section du cours d'eau au périmètre mouillé p :

$$R = \frac{s}{p};$$

pour une grande largeur et un profil rectangulaire,

$$R = h,$$

le rayon hydraulique moyen est égal à la profondeur du cours d'eau. f_1 est le coefficient de rugosité des parois (voir chap. IV), i la pente (perte de charge par unité de longueur).

Nous avons établi que la vitesse moyenne de l'eau dans un cours d'eau pouvait être exprimée par la formule bien connue :

(14) $$v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}.$$

Nous avons établi également que, pour un profil rectangulaire de grande largeur :

(15) $$v_m = \left(K_1 + \frac{1}{3}\gamma \cdot \frac{\sqrt{i}}{\mu} \cdot R^{\frac{3}{2}}\right) \cdot \sqrt{R \cdot i};$$

nous en avons tiré la valeur de K (2), fonction de R, de i, de μ et de la nature des parois :

(15 *bis*) $$K = K_1 + \frac{1}{3}\frac{\gamma}{\mu} \cdot \sqrt{R \cdot i} \cdot R$$

(1) K_1 est homogène à : $\frac{\sqrt{\text{longueur}}}{\text{temps}} = L^{\frac{1}{2}}T^{-1}$.

(2) K est homogène à : $\frac{\sqrt{\text{longueur}}}{\text{temps}} = L^{\frac{1}{2}}T^{-1}$.

avec :

$$K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}.$$

Vitesse de l'eau dans les canaux de faible largeur. — Nous verrons plus loin (chap. XV) que la vitesse moyenne de l'eau dans un tuyau peut être exprimée par

$$v_m = \left(K_1 + \frac{1}{2}\gamma \cdot \frac{\sqrt{i}}{\mu} \cdot R^{\frac{3}{2}}\right) \cdot \sqrt{R \cdot i}.$$

Cette formule ne diffère de celle que nous avons trouvée pour les cours d'eau ou canaux (formule 15) que par le coefficient numérique $\left(\frac{1}{3}\right.$ pour les canaux, $\frac{1}{2}$ pour les tuyaux$\left.\right)$.

Lorsqu'un tunnel ou un tuyau de grand diamètre est parcouru par un courant d'eau, il peut fonctionner soit comme un canal, s'il n'est pas entièrement rempli d'eau, soit comme une canalisation forcée, s'il est complètement rempli, ce dernier cas étant le cas limite. A première vue, il semble donc que les formules donnant la vitesse moyenne de l'eau dans les deux cas devraient être identiques.

Si cela n'est pas complètement exact, c'est parce que, pour établir la formule des canaux, nous avons admis un profil en travers rectangulaire de largeur infinie. En réalité, pour les canaux, la valeur de K sera comprise entre les deux valeurs trouvées pour canaux et pour tuyaux, soit

$$K = K_1 + \frac{1}{3}\gamma \cdot \frac{\sqrt{i}}{\mu} \cdot R^{\frac{3}{2}} \text{ (canaux de largeur infinie)}$$

et

$$K = K_1 + \frac{1}{2}\gamma \cdot \frac{\sqrt{i}}{\mu} \cdot R^{\frac{3}{2}} \text{ (tuyaux)}.$$

Pratiquement, l'écart entre la valeur de K pour canaux et la valeur de K pour tuyaux sera donc peu sensible et

l'on peut très bien assimiler la formule des canaux à celle des tuyaux, comme nous l'avons fait dans la suite.

Il ne faut pas oublier que pour toutes les formules d'hydraulique nous partons toujours d'hypothèses imparfaitement réalisées et qu'on n'arriverait à aucun résultat pratique en voulant rechercher des formules tout à fait rigoureuses.

Mode de détermination de la valeur pratique de K. — Les deux formules ci-dessus ne pourraient être utilisées directement dans la pratique que si le coefficient de frottement f_1 déterminant K_1 était connu, de même que le coefficient μ. Mais nous verrons plus loin que le coefficient μ est loin d'être une constante ; il a, au contraire, une valeur extrêmement variable et dépendant d'un grand nombre de facteurs. Quant au coefficient f_1, faute de mesures directes, on ne peut le calculer qu'en partant de la formule (13),

$$v_{fm} = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot i},$$

dans laquelle les autres facteurs ont été déterminés par observation, mais ces expériences sont encore trop peu nombreuses et trop peu sûres pour pouvoir, à elles seules, permettre de déterminer d'une manière positive la valeur de K_1 et par conséquent de f_1. Par contre, on possède un très grand nombre d'observations directes permettant d'établir la vitesse moyenne v_m d'un cours d'eau, ainsi que R (rayon moyen) et i (pente de l'eau ou perte de charge). On peut donc, à l'aide de la formule

$$v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}, \tag{14}$$

déterminer pour chacun de ces cas la valeur de K en fonction de R et de i. En négligeant l'influence de i sur le coefficient K, influence qui est relativement faible i n'intervenant que par sa racine carrée (formule 15 *bis*), on peut

classer les valeurs trouvées pour K en fonction de R pour chaque nature de parois, et on obtiendra ainsi, pour chaque degré de rugosité, une série différente de points qui serviront à déterminer la courbe donnant la valeur de K en fonction de R. Il est indispensable de noter, pour tracer ces courbes, que pour la limite

$$R = 0, \quad K = K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}.$$

C'est là le procédé que nous avons adopté pour arriver à une formule empirique donnant le coefficient K en fonction de R pour différents degrés de rugosité. Voyons maintenant, plus en détail, comment cette formule a été obtenue.

Utilisation des essais donnant la vitesse moyenne v_m pour déterminer K. — Dans les essais que nous avons utilisés et dont les résultats sont portés sur la planche I, chapitre XV, la vitesse moyenne v_m a été établie soit pour de petits cours d'eau, par mesures directes, en calculant le débit pendant un temps donné, soit en mesurant la vitesse de l'eau dans les différentes verticales du profil en travers à l'aide du moulinet Voltmann ou Amsler et en déduisant ensuite de ces mesures la vitesse moyenne, comme nous l'avons déjà exposé. Quant à la pente i, elle a été mesurée à l'aide d'un nivellement. Le périmètre mouillé p et la surface du profil s étant également mesurés, la valeur de R (rayon moyen) est :

$$R = \frac{s}{p}$$

(mesurés en mètres). On obtient ainsi, pour chaque expérience, la valeur de K à l'aide de la formule :

$$K = \frac{v_m}{\sqrt{R \cdot i}}. \tag{14}$$

Les valeurs de K ont été portées dans notre graphique (planche I) en fonction de R. Les ordonnées donnent la valeur de K, les abscisses la valeur de R. Nous avons choisi pour cette dernière une échelle proportionnelle à sa racine carrée, c'est-à-dire qu'au lieu de porter la longueur R, nous avons porté la longueur $\sqrt{R}$, ce qui a l'avantage de rendre le tableau plus lisible pour de petites valeurs de R.

Utilisation des essais permettant de déterminer la valeur de K_1. — Comme nous l'avons déjà fait remarquer pour

$$R = 0, \quad K = K_1.$$

Or, la valeur de K_1 peut se déduire de la formule :

(13) $$K_1 = \frac{v_{fm}}{\sqrt{R \cdot i}}.$$

Nous possédons, en effet, quelques relevés complets de la répartition des vitesses sur toute une section de canal ou rivière qui nous ont permis, pour chaque cas, d'établir la vitesse

(12 *bis*) $$v_{fm} = \sqrt{\frac{\Sigma(\Delta p \cdot v_f^2)}{p}}.$$

Pour le faire, on multiplie le carré de la vitesse de fond en chaque point par la longueur Δp à laquelle elle est applicable et on divise la somme de ces produits par la longueur du périmètre moyen. v_{fm} est alors égale à la racine carrée du chiffre ainsi calculé.

Quant aux valeurs R et i, elles sont obtenues, comme précédemment, à l'aide de mesures. On trouve ainsi la valeur de

$$K_1 = \frac{v_{fm}}{\sqrt{R \cdot i}}$$

et de là, celle du coefficient de rugosité

$$f_1 = \frac{2g}{K_1^2}.$$

de R, en notant que pour $R = 0$, $K = K_1$. K_1 représente donc l'ordonnée de la courbe pour $R = 0$.

Résultats pratiques et formules à employer. — De l'étude que nous avons faite, il résulte que l'on peut, avec beaucoup d'approximation, poser dans la formule

(14) $$\boxed{v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}}$$

dans laquelle v_m est la vitesse moyenne (en mètre par seconde) dans le profil en travers considéré,

R le rayon moyen $= \frac{s}{p} = \frac{\text{surface en mètre carré}}{\text{périmètre mouillé en m}}$,

i la pente ou perte de charge par unité de longueur,

la valeur du coefficient K comme suit :

(17) $$\boxed{K = K_1 \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R})}$$

Lorsque les valeurs de R ne dépassent pas 3 mètres, le coefficient A est égal à 0,6[1].

Quant à K_1 il faudra lui donner, suivant le degré de rugosité, la valeur que l'on trouvera dans le tableau ci-après, dans lequel nous indiquons également la valeur correspondante du coefficient de rugosité $f_1 = \frac{2g}{K_1^2}$:

I. Tuyaux peu usagés, canaux à enduit lisse . . . . . $K_1 = 51$[2] $f_1 = 0{,}0075$

(1) A est homogène à : $\frac{1}{\sqrt{\text{longueur}}} = L^{-\frac{1}{2}}$.

A = 0,6 est exprimé en unité pratique (unité de longueur : le mètre).

(2) K_1 est homogène à : $\frac{\sqrt{\text{longueur}}}{\text{temps}} = L^{-\frac{1}{2}} T^{-1}$. Les valeurs ci-dessus de K_1 sont données pour les unités pratiques, mètre et seconde.

II. Tuyaux usagés, canaux en béton ou maçonnerie à enduit ordinaire	$K_1 = 42$	$f_1 = 0{,}011$
III Canaux en maçonnerie de pierre de taille ou briques, tuyaux très incrustés. . .	$K_1 = 35$	$f_1 = 0{,}016$
IV. Canaux à profils très réguliers ou entre murs ou entre pavages	$K_1 = 30$	$f_1 = 0{,}022$
V. Rivières et canaux en graviers	$K_1 = 24$	$f_1 = 0{,}034$
VI. Rivières ou canaux avec galets grossiers	$K_1 = 20$	$f_1 = 0{,}049$
VII. Rivières ou canaux avec très gros galets ou plantes aquatiques	$K_1 = 18$	$f_1 = 0{,}060$

Les valeurs relatives de K_1 et de f_1 suivant le degré de rugosité peuvent s'exprimer par une courbe, comme le montre la figure 20 ci-après.

Comme nous l'exposerons à la fin de ce chapitre (note sur la valeur du coefficient μ), notre formule (17) n'est pas complètement empirique, mais s'explique, au contraire, par les lois régissant la variabilité du coefficient μ.

Dans la planche I, chapitre XV, les valeurs de K en fonction de R trouvées par la formule ci-dessus, qui est, comme nous le montrerons, également applicable aux canalisations forcées (tuyaux), sont représentées graphiquement par des lignes rouges et comparées aux valeurs de K trouvées par les autres formules usuelles. On peut voir dans cette planche que la formule que nous donnons pour déterminer la valeur de K en fonction de R et pour chaque nature de paroi (rugosité), concorde dans l'ensemble certainement mieux avec les essais que toute formule empirique en usage jusqu'ici.

Dans une rivière ou un fleuve, la valeur du coefficient K doit naturellement être influencée par le charriage des alluvions. Dès que la vitesse de fond dépasse la vitesse d'équilibre, une partie de la force vive est employée à ce

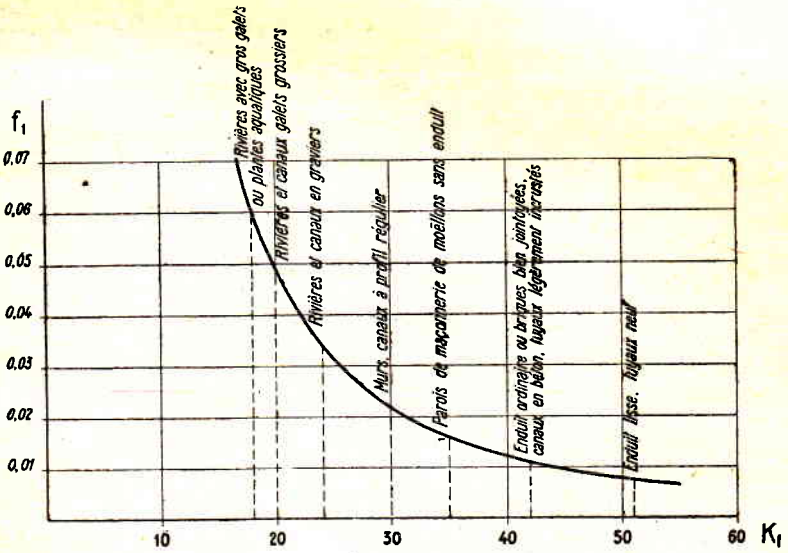


Fig. 20.

charriage, c'est-à-dire que la valeur de K s'abaisse de ce fait.

Nous ne proposons l'emploi de notre formule 17 que pour des valeurs de R *plus petites que 3 mètres*. Pour des valeurs plus grandes, il faudrait faire varier la valeur de A, mais les essais manquent pour établir cette variabilité. Nous conseillons alors d'employer la formule bien connue de Ganguillet et Kutter (Comparez ce qui est dit sur l'emploi de cette formule au chap. XV).

Rapport de la vitesse efficace de fond v_{fm} à la vitesse moyenne v_m. — Nous avons trouvé pour la vitesse moyenne :

$$v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i};$$

pour la vitesse efficace de fond :

$$v_{fm} = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot i};$$

et, d'autre part :

$$K = K_1 \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R});$$

d'où :

$$\frac{v_{fm}}{v_m} = \frac{K_1}{K} = \frac{K_1}{K_1 \cdot (1 + A\sqrt{R})}$$

soit :

(17 *bis*)
$$\boxed{\frac{v_{fm}}{v_m} = \frac{1}{1 + A \cdot \sqrt{R}}}$$

Cette formule sera commode pour établir la vitesse efficace de fond dans un canal en fonction de la vitesse moyenne. Pour R < 3 mètres on peut poser A = 0,6.

Il résulte des essais que nous possédons que le rapport $\frac{v_{fm}}{v_m}$ entre la vitesse efficace de fond v_{fm} et la vitesse moyenne v_m ne diffère jamais de plus de 20 % des résultats établis avec la formule ci-dessus. Ces écarts sont explicables, car il ne faut pas oublier que les formules que nous avons établies supposent un cours d'eau à profil régulier et infiniment large.

Rapport entre la vitesse moyenne v_m et la vitesse maximum de surface v_{sm}. — Pour établir la vitesse moyenne v_m en fonction de la vitesse maximum de surface v_{sm}, nous conseillons la formule *empirique* suivante :

(18)
$$\boxed{\frac{v_m}{v_{sm}} = 0{,}82\ \frac{1 + A \cdot \sqrt{R}}{1 + \frac{3}{2} A \cdot \sqrt{R}}}$$

dans laquelle A = 0,6 pour R < 3 m.

Les résultats d'expériences que nous possédons donnent, par rapport aux résultats obtenus avec la formule ci-dessus, des écarts qui sont en général inférieurs à 10 %.

Relation entre les vitesses dans un même profil pour différents niveaux d'eau. — Nous avons trouvé pour un profil très large par rapport à la profondeur ($v_{fm} = v_f$) :

$$v_f = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot i} \text{ avec } K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}.$$

Supposons que le niveau de l'eau varie : soit R' le nouveau rayon hydraulique, h' la nouvelle profondeur d'eau, v'_f la nouvelle vitesse de fond ; i restant sensiblement constant on a :

$$\frac{v_f}{v'_f} = \sqrt{\frac{R}{R'}} = \sqrt{\frac{h}{h'}}$$

(f_1 étant sensiblement le même dans les deux cas).

Ainsi, la vitesse de fond varie dans un même profil, suivant le niveau de l'eau, en raison directe des racines carrées des profondeurs moyennes.

Quant aux vitesses moyennes, elles sont exprimées par les formules :

$$v_m = v_f \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R})$$

$$v'_m = v'_f \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R'})$$

d'où :

$$\frac{v_m}{v'_m} = \frac{\sqrt{R}}{\sqrt{R'}} \cdot \frac{1 + A \cdot \sqrt{R}}{1 + A \cdot \sqrt{R'}}$$

avec $A = 0{,}6$ pour $R < 3$ m.

On voit que, dans un même profil, pour une même variation du niveau de l'eau, la variation de la vitesse moyenne est plus grande que la variation de la vitesse de fond.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA
DE LOS PROYECTOS
HIDROELECTRICOS DEL RIO NEGRO
MONTEVIDEO URUGUAY

Note sur la valeur du coefficient μ. — Le coefficient de viscosité μ (1) (ou de cohésion) est défini au chapitre IV. Nous avons admis que ce coefficient est une constante, mais on reconnaîtra facilement que cette hypothèse n'est pas exacte. En effet, cette inexactitude semble hors de doute si nous comparons les expériences faites sur les cours d'eau à grande profondeur avec les valeurs de μ :

(15 *ter*) $$\mu = \frac{1}{3}\gamma \cdot \frac{R \cdot \sqrt{R \cdot i}}{K - K_1}$$

tirée de la formule 15 *bis* avec

$$\mu = \frac{1}{2}\gamma \cdot \frac{i \cdot h^2}{v_s - v_f}$$

tirée de la formule 6.

Il paraît certain que le coefficient de cohésion μ croît avec la profondeur d'eau, ce qui est explicable. Ce fait semble également confirmé par l'expérience suivante : si on laisse tomber, dans l'eau tranquille, un grain de gros sable, la vitesse de chute diminue avec la profondeur d'eau à laquelle se trouve ce corps, ce qui s'explique si la viscosité (frottement intérieur) augmente avec la pression. Mais l'accroissement de la viscosité avec la pression doit cependant cesser à une certaine limite puisque, dans les conduites forcées (tuyaux), la perte de charge est indépendante de la pression, comme le montrent les nombreuses expériences faites avec des charges allant jusqu'à 1000 m.

D'autre part, dans l'établissement de nos formules, *nous n'avons pas tenu compte des mouvements tourbillonnaires de l'eau*, qui doivent donc également trouver leur expression dans la valeur à donner au coefficient μ dans lesdites formules. Réciproquement, si l'on tire de ces formules la valeur de μ, on doit tout naturellement trouver

(1) μ est homogène à $(ML^{-1}T^{-1})$.

que cette valeur est influencée par les mouvements tourbillonnaires.

Ces mouvements tourbillonnaires, en empêchant le glissement régulier des filets les uns contre les autres, ont le même effet qu'une augmentation de viscosité et doivent donc produire une augmentation de μ. Il semble, d'autre part, que l'influence des mouvements tourbillonnaires sur la valeur de μ diminue avec la profondeur de l'eau. Si quelques hydrauliciens ont cherché à démontrer le contraire, c'est pour expliquer l'augmentation de μ avec la profondeur, qui provient, selon nous, de l'augmentation de viscosité avec la pression, comme nous l'avons dit plus haut.

Ceci posé, cherchons maintenant la valeur pratique trouvée pour μ, d'après la formule

(15 *ter*) $$\mu = \frac{1}{3}\gamma \cdot \frac{R \cdot \sqrt{R \cdot i}}{K - K_1},$$

en fonction des facteurs qui influencent les mouvements tourbillonnaires, soit R, v_{fm} (vitesse efficace de fond) et la rugosité f_1.

Nous partirons, pour ce calcul, de notre formule empirique (17) qui, comme nous l'avons montré, représente le mieux les résultats des expériences :

(17) $$K = K_1(1 + A \cdot \sqrt{R})$$

d'où

$$K - K_1 = A \cdot K_1 \cdot \sqrt{R}$$

et des formules :

(13) $$v_{fm} = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad \text{d'où} \quad \sqrt{R \cdot i} = \frac{v_{fm}}{K_1}$$

(13 *bis*) $$K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \quad \text{d'où} \quad K_1^2 = \frac{2g}{f_1}$$

En combinant la formule (15 *ter*) avec la formule (13), on trouve :

$$\mu = \frac{\gamma}{3} \cdot \frac{v_{fm} \cdot R}{(K - K_1) \cdot K_1}.$$

En introduisant ci-dessus la valeur de $K - K_1$ trouvée dans la formule (17)

$$K - K_1 = A \cdot K_1 \cdot \sqrt{R},$$

on obtient :

$$\mu = \frac{\gamma}{3} \cdot \frac{v_{fm} \cdot \sqrt{R}}{A \cdot K_1^2}.$$

Mettons maintenant dans cette formule la valeur trouvée pour K_1^2 de la formule

(13 *bis*) $$K_1^2 = \frac{2g}{f_1},$$

il vient :

$$\mu = \frac{\gamma}{3} \cdot \frac{v_{fm} \cdot \sqrt{R} \cdot f_1}{A \cdot 2g}$$

nous obtenons finalement :

(19) $$\boxed{\mu = \frac{\gamma}{6g} \cdot \frac{v_{fm}}{A} \cdot \sqrt{R} \cdot f_1}$$ (1)

pour $R < 3$ m nous avons trouvé $A = 0{,}6$ (unité de longueur, le mètre).

Cette formule concorde bien avec les considérations exprimées plus haut relativement au coefficient de viscosité μ. En effet, nous avons dit que μ augmentait avec les mouvements tourbillonnaires, or, ceux-ci augmentent avec la vitesse de fond v_{fm} et la rugosité f_1. La formule (19) montre bien que μ varie dans le même sens que v_{fm} et f_1. Nous

(1) Cette formule est homogène à $ML^{-1}T^{-1}$.

avons dit également que μ augmentait avec la pression. La formule (19) montre, en effet, que μ varie dans le même sens que $\sqrt{R}$, c'est-à-dire avec la pression. Il faut ajouter, il est vrai, d'autre part, que les mouvements tourbillonnaires diminuent lorsque la profondeur augmente, et cette diminution des mouvements tourbillonnaires a un effet contraire sur la valeur de μ, mais cet effet n'est pas suffisant pour compenser l'augmentation de μ due à l'augmentation de pression.

Les résultats ainsi obtenus montrent le bien fondé des formules (14) *et* (17) *établies pour permettre le calcul du mouvement de l'eau.*

Remarquons, pour terminer, que nous arrivons par la formule (19), qui donne la valeur pratique de μ, à peu près à la même forme que M. Boussinesq donne à la valeur de μ pour une section rectangulaire infiniment large (voir *Hydraulique générale*, par A. Boulanger, 1909, tome I, page 56). D'après lui

$$\mu = \gamma \cdot A' \cdot h \cdot v_f$$

où γ est le poids spécifique du liquide,

A' un coefficient d'autant plus grand que le fond est plus rugueux (1),

h la profondeur d'eau, soit R pour un cours d'eau assez large,

v_f la vitesse moyenne à la paroi.

La seule différence avec la forme trouvée pour μ d'après notre formule (19) est que h ou R apparaît, d'après M. Boussinesq, à la première puissance et, dans notre formule, à la puissance $\frac{1}{2}$. Cette différence disparaît naturellement pour R = 1 m.

(1) Homogène à $L^{-1}T^2$.

Cherchons, pour un cours d'eau de 1 m de profondeur avec une vitesse efficace de fond de 1 m par seconde, quelle est la valeur de μ.

En prenant comme unités le mètre, la seconde, le kilogramme poids : $\gamma = 1000$ et $A = 0{,}6$. Prenons pour K_1 la valeur 30 ($f_1 = 0{,}022$) correspondant à un canal à profil très régulier entre murs ou pavage. La vitesse efficace de fond $v_{fm} = K_1 . \sqrt{R . i}$ étant égale à l'unité, on tire de la formule (19) :

$$\mu = \frac{1000 . 1 . 1 . 0{,}022}{6 . 9{,}81 . 0{,}6} = 0{,}62^{(1)},$$

μ est exprimé en kilogramme poids-seconde par mètre carré.

Pour transformer cette valeur en *unités* c. g. s. (dyne-seconde par cm²) il faut remplacer le kilogramme poids par 981 000 unités c. g s. de force et le mètre par 100 cm, autrement dit multiplier μ obtenu en unités pratiques par $\frac{981 \times 10^3}{10^4}$, soit 98,1.

Nous obtenons ainsi :

$$\mu = 0{,}62 \times 98{,}1 = 60 \text{ unités c. g. s.}$$

Nous voyons que ce chiffre correspond à celui trouvé par M. Boulanger pour un cours d'eau ayant les mêmes caractéristiques. M. Boulanger a trouvé [2] $\mu = 64$ (unités centimètre, gramme, seconde).

(1) Homogène à : masse . temps^{-1} . longueur^{-1} ou force . temps . longueur^{-2} (impulsion ou quantité de mouvement par unité de surface).

(2) *Hydraulique Générale de Boulanger* déjà citée, p. 56.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE VI

ÉTUDE THÉORIQUE DE LA FORMATION DU PROFIL EN TRAVERS ET DU PROFIL EN LONG D'UN COURS D'EAU NATUREL.

Un cours d'eau creuse son lit, aussi bien dans son profil en travers que dans son profil en long, d'après des lois invariables dont nous donnerons un court aperçu ci-après. Les principes que nous développerons, et qui sont en grande partie nouveaux, confirment la loi déjà émise par certains géologues (voir de Martonne, *Géographie physique*) suivant laquelle tout fleuve tend à prendre un profil en long d'équilibre dans lequel il n'y a plus ni érosion ni alluvionnement. La structure du lit d'un cours d'eau dépend *du débit* et de *la nature du terrain traversé ou des propres alluvions* sur lesquelles coule ce cours d'eau. Pour bien comprendre les lois qui président à sa formation, il est nécessaire d'étudier d'abord les phénomènes d'érosion.

Vitesse limite correspondant à l'érosion sur une surface horizontale. — Considérons un sol composé de graviers, de grains de sable ou de tout autre terrain meuble, formant une surface horizontale et supposons, sur ce terrain, une nappe d'eau dont nous augmentons progressivement la vitesse. Nous appellerons *vitesse limite d'érosion* la vitesse pour laquelle commence l'entraînement des particules constituant le terrain ; nous désignerons cette vitesse limite par c_e.

Talus naturel d'un terrain. — On appelle talus naturel ou pente naturelle d'un terrain, le talus d'équilibre que prend ce terrain.

Tout remblai soumis à son propre poids, sans qu'il y ait d'eau d'un côté, c'est-à-dire à l'air libre, est en équilibre si la pente de son talus est inférieure ou au plus égale à la pente d'équilibre des matériaux dont il est composé. Nous appellerons β l'angle correspondant à ce talus d'équilibre. Nous verrons que l'angle β semble être beaucoup plus petit sous l'eau courante qu'à l'air libre. Les raisons de cette différence sont multiples. Ainsi, l'eau jouant le rôle de lubrifiant, le coefficient de frottement de deux corps mouillés est plus faible que lorsque ceux-ci sont secs, sauf pour le sable très fin, pour lequel le coefficient de frottement croît jusqu'à un certain degré d'humidité du sable, puis décroît brusquement (1).

Equilibre d'un corps (ou d'une particule de terrain) sur un talus naturel. — Considérons *un talus à l'air libre* faisant avec l'horizontale un angle β, et un corps tel qu'une pierre, un grain de sable, etc., en équilibre sur ce talus (fig. 21).

Ce corps est soumis :

1° à une force verticale due à la pesanteur, son poids P; cette force se décompose en une force, P. cos β, normale au talus et équilibrée par la composante normale de la réac-

(1) Nous verrons plus loin que tangente β_1 représente la tangente au talus naturel d'un cours d'eau dans sa position d'équilibre au point P d'intersection avec la ligne d'eau. On sera étonné de voir combien cet angle β_1 est faible par rapport au talus naturel des mêmes alluvions dans l'eau tranquille. Cela provient, croyons-nous, d'une part du fait que, par les hautes eaux, le point P est lui-même soumis à l'action du courant (le niveau d'eau étant, à ce moment, beaucoup plus élevé) et d'autre part, des mouvements tourbillonnaires qui se produisent lorsque les filets d'eau le long des parois se heurtent aux aspérités du sol et qui tendent à soulever les alluvions et en facilitent le mouvement (voir chap. IX).

Talus naturel d'un terrain. — On appelle talus naturel ou pente naturelle d'un terrain, le talus d'équilibre que prend ce terrain.

Tout remblai soumis à son propre poids, sans qu'il y ait d'eau d'un côté, c'est-à-dire à l'air libre, est en équilibre si la pente de son talus est inférieure ou au plus égale à la pente d'équilibre des matériaux dont il est composé. Nous appellerons β l'angle correspondant à ce talus d'équilibre. Nous verrons que l'angle β semble être beaucoup plus petit sous l'eau courante qu'à l'air libre. Les raisons de cette différence sont multiples. Ainsi, l'eau jouant le rôle de lubrifiant, le coefficient de frottement de deux corps mouillés est plus faible que lorsque ceux-ci sont secs, sauf pour le sable très fin, pour lequel le coefficient de frottement croît jusqu'à un certain degré d'humidité du sable, puis décroît brusquement (1).

Equilibre d'un corps (ou d'une particule de terrain) sur un talus naturel. — Considérons *un talus à l'air libre* faisant avec l'horizontale un angle β, et un corps tel qu'une pierre, un grain de sable, etc., en équilibre sur ce talus (fig. 21).

Ce corps est soumis :

1° à une force verticale due à la pesanteur, son poids P; cette force se décompose en une force, P. cos β, normale au talus et équilibrée par la composante normale de la réac-

(1) Nous verrons plus loin que tangente β_1 représente la tangente au talus naturel d'un cours d'eau dans sa position d'équilibre au point P d'intersection avec la ligne d'eau. On sera étonné de voir combien cet angle β_1 est faible par rapport au talus naturel des mêmes alluvions dans l'eau tranquille. Cela provient, croyons-nous, d'une part du fait que, par les hautes eaux, le point P est lui-même soumis à l'action du courant (le niveau d'eau étant, à ce moment, beaucoup plus élevé) et d'autre part, des mouvements tourbillonnaires qui se produisent lorsque les filets d'eau le long des parois se heurtent aux aspérités du sol et qui tendent à soulever les alluvions et en facilitent le mouvement (voir chap. IX).

tion du plan, et en une autre, parallèle au talus, P sin β, et qui tend à provoquer le mouvement du corps.

2° à une force F dirigée en sens contraire de P sin β, due au frottement du corps sur le talus. Cette force, qui est la composante tangentielle de la réaction du plan, est pro-

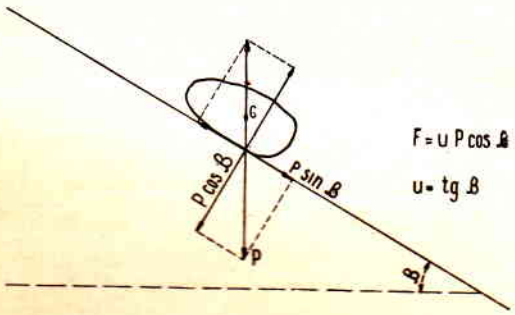


Fig. 21.

portionnelle à la pression contre le talus, P cos β, et à un coefficient de frottement u.

$$F = u \cdot P \cdot \cos \beta.$$

Le corps est en équilibre, si

$$P \cdot \sin \beta \leq u \cdot P \cdot \cos \beta \quad \text{soit} \quad u \geq \frac{\sin \beta}{\cos \beta} \quad \text{soit} \quad u \geq \operatorname{tg} \beta ;$$

l'angle β_1, angle limite d'équilibre tel que $\operatorname{tg} \beta_1 = u$, est l'angle du talus naturel.

Supposons *un corps immergé dans l'eau. Si l'eau est au repos*, il n'y a rien de changé à la théorie ci-dessus, sauf que la valeur de $u = \operatorname{tg} \beta_1 =$ pente du talus naturel n'est pas la même, mais est plus faible qu'à l'air libre (l'eau jouant le rôle de lubrifiant). Il y a lieu de remarquer qu'au lieu de P, poids du corps, il faut poser P', poids du corps dans l'eau ou plus exactement différence entre P et le poids du volume d'eau déplacé par le corps. Ce poids apparent ne change en rien les conditions

d'équilibre car il intervient aussi bien dans la force qui tend à produire le mouvement que dans la force qui tend à s'y opposer (force de frottement).

Vitesse limite d'équilibre sur un talus exposé au mouvement de l'eau (cas des berges d'une rivière). — Le phénomène d'équilibre d'un corps sur un talus change, si *l'eau est animée d'un mouvement longitudinal horizontal* qui tend à l'entraîner. On peut admettre que l'action de l'eau sur le corps est proportionnelle à la surface du corps s,

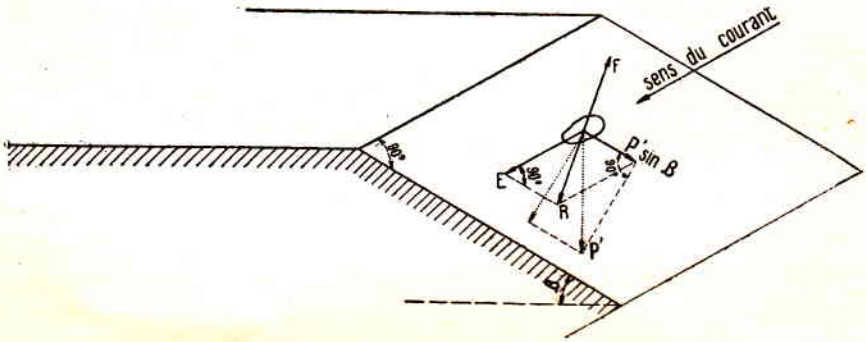


Fig. 22.

au carré de la vitesse de l'eau v_f au point considéré du talus (voir fig. 22) et à un coefficient ρ dépendant de la forme et de la rugosité du corps, soit :

$$E = \rho \cdot s \cdot v_f^2 \text{ (1)}.$$

Soit β l'angle que fait avec l'horizontale la ligne de plus grande pente du talus naturel au point considéré de ce talus.

Si le mouvement de l'eau est horizontal, les forces qui sollicitent le corps sont :

(1) ρ est homogène à une masse spécifique : masse . longueur^{-3} ($M.L^{-3}$).
Pour avoir E en kilogramme poids, il faut exprimer s en m^2, v_f en mètre par seconde et ρ en kilogramme masse par mètre cube.

P' sin β, composante tangentielle du poids dans le plan tangent au talus en ce point et dans la direction de la pente ;

$E = \rho . s . v_f^2$, dans le plan tangent au talus en ce point et dans le sens de la vitesse de l'eau, c'est-à-dire perpendiculaire à P' sin β.

Leur résultante située dans le plan tangent au talus est :

$$R = \sqrt{P'^2 \cdot \sin^2 \beta + \rho^2 \cdot s^2 \cdot v_f^4}.$$

Lorsque la limite d'équilibre est atteinte, la force de frottement qui s'oppose au mouvement est égale à R. Cette force de frottement située dans le plan tangent au talus et opposée au mouvement est :

$F = u \cdot P' \cdot \cos \beta$ (u coefficient de frottement des matériaux).

La force E n'ayant pas de composante normale au plan ne donne aucune force de frottement.

Si nous appelons β_1 l'angle du talus naturel pour l'eau tranquille (voir rem. (1) page 94), $u = \text{tg } \beta_1$ et

$$F = \text{tg } \beta_1 \cdot P' \cdot \cos \beta = R = \sqrt{P'^2 \cdot \sin^2 \beta + \rho^2 \cdot s^2 \cdot v_f^4};$$

en élevant au carré et en posant $\cos^2 \beta = 1 - \sin^2 \beta$:

$$v_f^4 = \frac{\text{tg}^2 \beta_1 \cdot P'^2}{\rho^2 \cdot s^2} - \frac{(1 + \text{tg}^2 \beta_1) \cdot P'^2}{\rho^2 \cdot s^2} \cdot \sin^2 \beta.$$

Pour $\beta = 0$, $v_f = v_e$ (vitesse limite d'érosion pour surface horizontale).

On a alors :

(20)
$$\boxed{v_e^4 = \frac{\text{tg}^2 \beta_1 \cdot P'^2}{\rho^2 \cdot s^2}}$$

et par suite :

$$v_f^4 = v_e^4 - \frac{1 + \text{tg}^2 \beta_1}{\rho^2 \cdot s^2} \cdot P'^2 \cdot \sin^2 \beta ;$$

or

$$1 + \operatorname{tg}^2 \beta_1 = \frac{\operatorname{tg}^2 \beta_1}{\sin^2 \beta_1}$$

donc :

(21)
$$v_f^4 = v_e^4 \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \beta_1}\right)$$

où

v_f = vitesse limite d'équilibre sur un talus de pente transversale tg β au point considéré,

β_1 = angle du talus naturel dans l'eau tranquille,

v_e = vitesse limite pour laquelle l'érosion commence sur un fond horizontal.

Pour $\beta = 0$, c'est-à-dire pour la vitesse au fond horizontal du lit $v_f = v_e$ (vitesse limite d'érosion) et pour $\beta = \beta_1$, c'est-à-dire pour l'extrémité supérieure du talus $v_f = 0$.

Forme d'équilibre du profil en travers. — Considérons le cas d'une rivière dont le lit s'est creusé dans un terrain meuble.

Nous venons de voir qu'à une vitesse déterminée de fond ou de paroi, v_f, et pour un terrain donné, caractérisé partiellement par tg β_1 et v_e, *en un point quelconque du profil en travers*, correspond une pente limite d'équilibre β (1) bien définie qui est fixée par la formule (21) dont on tire :

$$\sin^2 \beta = \sin^2 \beta_1 \left(1 - \frac{v_f^4}{v_e^4}\right)$$

et

(21 *bis*)
$$\operatorname{tg}^2 \beta = \operatorname{tg}^2 \beta_1 \left(1 - \frac{v^4}{v_e^4}\right) \cdot \frac{1}{1 + \operatorname{tg}^2 \beta_1 \cdot \dfrac{v_f^4}{v_e^4}}$$

(1) C'est la pente de la tangente au point considéré du profil en travers.

Il en résulte que les cours d'eau cherchent toujours à donner à leur lit une forme bien déterminée, soit en déposant des matériaux en suspension, soit, au contraire, en entraînant une partie du sable et du gravier qui forment leur lit jusqu'à ce que le profil en travers d'équilibre soit établi.

Nous allons chercher quelle est la forme d'équilibre du profil en travers.

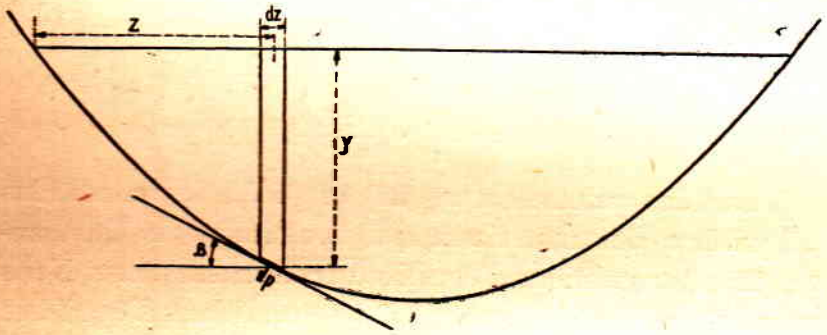


Fig. 23.

Nous admettrons (fig. 23) que le profil est suffisamment large pour que l'influence du fond ne se fasse sentir que sur la tranche d'eau située directement au-dessus (1). C'est l'hypothèse que nous avons déjà faite en considérant un profil infiniment large. Les résultats auxquels nous arriverons ne seront pas absolument exacts, mais suffisants pour la pratique, comme nous le verrons plus loin. La largeur des cours d'eau naturels est, en effet, très grande, par rapport à leur profondeur.

Comme nous l'avons montré au chapitre IV (*Etude théorique du mouvement uniforme de l'eau dans la section d'un cours d'eau*) la composante tangentielle du poids de la masse d'eau, dirigée dans le sens du mouvement, est

(1) Les forces de cohésion (ou frottements intérieurs) d'une tranche à l'autre peuvent être négligées, la variation de vitesse étant très petite.

égale et opposée à la force de frottement contre le fond (1), ce que nous exprimons par l'équation suivante, en considérant un élément de longueur Δl :

$$\Delta l \cdot y \cdot dz \cdot \gamma \cdot i = \frac{\gamma}{2g} \cdot f_1 \cdot v_f^2 \cdot \frac{dz}{\cos \beta} \cdot \Delta l$$

d'où :

$$v_f^2 = \frac{y \cdot i \cdot \cos \beta \cdot 2g}{f_1} \cdot \tag{22}$$

Nous avons trouvé, d'autre part, qu'à une certaine vitesse de fond v_f ne peut correspondre qu'un talus β et que v_f et β sont liés par la formule (21) :

$$v_f^4 = v_e^4 \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \beta_1}\right) \tag{21}$$

L'une des valeurs de v_f (21) est tirée des conditions d'équilibre des matériaux qui constituent le lit, l'autre (22) des conditions d'équilibre de la masse d'eau. Nous avons donc étudié séparément les conditions d'équilibre des deux parties (lit et eau) du système matériel que constitue le fleuve. Il ne reste qu'à rapprocher ces conditions ; pour cela identifions les valeurs de v_f des formules (22) et (21) :

$$\frac{y^2 \cdot i^2 \cdot \cos^2 \beta \cdot 4g^2}{f_1^2} = v_e^4 \left(1 - \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 \beta_1}\right).$$

Tirons l'expression de tg β.

En développant et en remplaçant $\cos^2 \beta$ par $\frac{1}{1 + \mathrm{tg}^2 \beta}$ et $\sin^2 \beta$ par $\frac{\mathrm{tg}^2 \beta}{1 + \mathrm{tg}^2 \beta}$, on trouve :

$$\mathrm{tg}\, \beta = \sqrt{\mathrm{tg}^2 \beta_1 - \frac{4g^2 \cdot i^2 \cdot \mathrm{tg}^2 \beta_1}{f_1^4 \cdot v_e^4} \cdot y^2}$$

$$\mathrm{tg}\, \beta = \mathrm{tg}\, \beta_1 \cdot \sqrt{1 - \frac{4g^2 \cdot i^2}{f_1^2 \cdot v_e^4} \cdot y^2} \tag{23}$$

(1) Avec l'hypothèse ainsi admise, les forces de frottement intérieur (ou forces de liaison), réparties sur les faces latérales de chaque tranche d'eau considérée, sont négligeables et n'interviennent donc pas dans les équations d'équilibre.

mais $\operatorname{tg} \beta = \frac{dy}{dz}$; par conséquent :

$$dz = \frac{dy}{\operatorname{tg} \beta_1 \cdot \sqrt{1 - \frac{4g^2 \cdot i^2}{f_1^2 \cdot v_e^4} \cdot y^2}}$$

soit :

$$z = \frac{1}{\operatorname{tg} \beta_1} \cdot \int \frac{dy}{\sqrt{1 - \frac{4g^2 \cdot i^2}{f_1^2 \cdot v_e^4} \cdot y^2}}$$

l'intégration donne :

$$z = \frac{f_1 \cdot v_e^2}{2g \cdot i \cdot \operatorname{tg} \beta_1} \cdot \arcsin \frac{2g \cdot i}{f_1 \cdot v_e^2} \cdot y + C^{te} ;$$

si l'on prend pour origine des y et des z le point 0

$$C^{te} = 0$$

et

(24)
$$y = \frac{f_1 \cdot v_e^2}{2g \cdot i} \cdot \sin \frac{2g \cdot i \cdot \operatorname{tg} \beta_1}{f_1 \cdot v_e^2} \cdot z$$

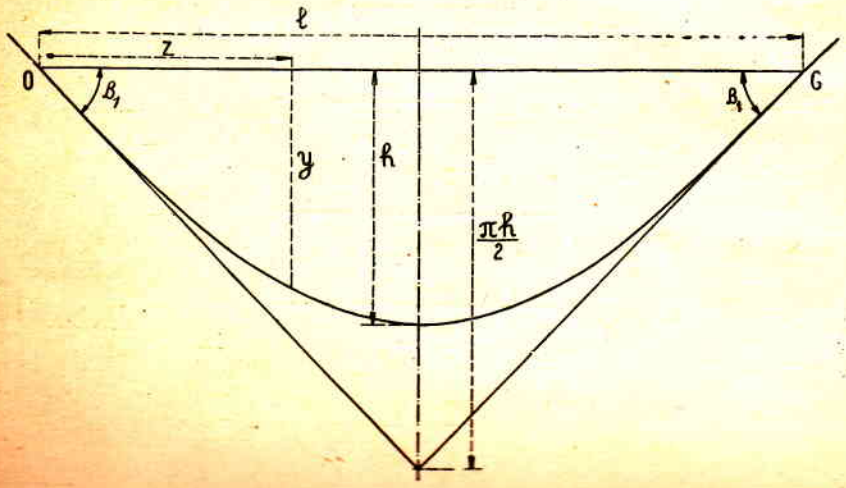


Fig. 24.

La forme d'équilibre du profil en travers d'un cours d'eau naturel est donc une courbe sinusoïdale (fig. 24).

La profondeur maximum du profil a lieu pour

$$\sin \frac{2g \cdot i \cdot \operatorname{tg} \beta_1}{f_1 \cdot v_e^2} \cdot z = 1 ;$$

elle est donc :

(25) $$\boxed{h = \frac{f_1 \cdot v_e^2}{2g \cdot i}}$$

Introduisons cette valeur dans (24) :

(26) $$\boxed{y = h \cdot \sin \frac{\operatorname{tg} \beta_1}{h} \cdot z}$$

Pour avoir la largeur OG $= l$ du profil, il suffit de faire $y = 0$, $z = l$; par conséquent $\frac{\operatorname{tg} \beta_1}{h} \cdot l = \pi$;

d'où :

(27) $$\boxed{l = \frac{\pi \cdot h}{\operatorname{tg} \beta_1}}$$

soit encore :

(27 *bis*) $$l = \frac{\pi \cdot f_1 \cdot v_e^2}{2g \cdot i \cdot \operatorname{tg} \beta_1}$$

On a également :

(26 *bis*) $$\boxed{y = h \cdot \sin \frac{\pi}{l} \cdot z}$$

La section du profil est :

$$s = \int_{z=0}^{z=l} y \cdot dz = h \cdot \int_0^l \sin \frac{\pi}{l} \cdot z \cdot dz$$

soit :

(28) $$\boxed{s = 2 \frac{h^2}{\operatorname{tg} \beta_1}}$$

soit encore :

(28 *bis*) $$\boxed{s = \frac{2}{\pi} h \cdot l \cdot}$$

(valeur se rapprochant de celle d'une surface d'un segment parabolique $s = \frac{2}{3} h \cdot l$) [1].

Le périmètre mouillé est :

$$p = \int_{z=0}^{z=l} \sqrt{dz^2 + dy^2}$$

(1) Nous pouvons assimiler (l étant relativement grand par rapport à h) cette portion de sinusoïde à une portion de parabole passant par les deux points O et G et de même sommet que la sinusoïde.

L'équation de la sinusoïde, rapportée à l'axe de symétrie et à l'axe OG est

$$y_1 = h \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{l} \cdot$$

L'équation de la parabole considérée, rapportée aux mêmes axes, est

$$y_2 = h \left[1 - \frac{4z^2}{l^2} \right] \cdot$$

Développons la première :

$$y_1 = h \left[1 - \frac{z^2}{l^2} \cdot \frac{\pi^2}{2!} + \frac{z^4}{l^4} \cdot \frac{\pi^4}{4!} - \cdots \right] \cdot$$

La différence des ordonnées des deux courbes pour l'abscisse z est donc

$$y_2 - y_1 = h \left[\left(\frac{\pi^2}{2} - 4 \right) \cdot \frac{z^2}{l^2} - \frac{\pi^4}{4!} \cdot \frac{z^4}{l^4} + \cdots \right]$$

pour

$$z = \frac{l}{4}, \qquad y_2 - y_1 < \frac{1}{16} h$$

La différence des ordonnées pour les deux courbes est donc faible. Cela ressort également de l'aire des sections (voir formule 28 *bis*) : l'aire de la section de la sinusoïde, $\frac{2}{3,14} h\, l$, est très voisine de l'aire de la section de la parabole, $\frac{2}{3} h\, l$.

soit :

$$p = \int_0^l \sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \beta_1 \cdot \cos^2 \frac{\pi}{l} \cdot z} \cdot dz ;$$

c'est une intégrale elliptique.

La forme et les dimensions du profil en travers d'équilibre ne sont fonction que de la pente et de la nature du terrain. — Les formules ci-dessus permettent de tirer les conclusions suivantes sur la forme d'équilibre du profil en travers, c'est-à-dire du profil qui tend à s'établir pour qu'il n'y ait ni érosion ni alluvionnement.

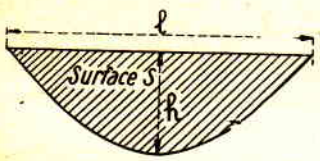


Fig. 25.

La *nature du terrain* dans lequel le lit s'est creusé étant déterminée par les constantes suivantes :

v_e vitesse limite d'érosion du terrain telle que nous l'avons définie plus haut,

$\operatorname{tg} \beta_1$ pente du talus naturel dans l'eau tranquille,

f_1 coefficient de rugosité tel que nous l'avons défini chapitre IV,

les dimensions du profil en travers sont exprimées par les formules suivantes :

(25) $$\boxed{h = \frac{f_1 \cdot v_e^2}{2g \cdot i}}$$

(27) $$\boxed{l = \frac{\pi \cdot h}{\operatorname{tg} \beta_1}} \qquad \left(\text{soit } \operatorname{tg} \beta_1 = \frac{\pi \cdot h}{l}\right)$$

(28 *bis*) $$\boxed{s = \frac{2}{\pi} \cdot h \cdot l} \qquad s = \frac{2}{3{,}14} \cdot h \cdot l$$

(pour la parabole s serait $= \frac{2}{3} h.l$)

soit

$$s = \frac{2h^2}{\operatorname{tg} \beta_1} = \frac{f_1^2 \cdot v_e^4}{2g^2 \cdot i^2 \cdot \operatorname{tg} \beta_1}.$$

On voit d'après ces formules que :

La forme du profil en travers (rapport $h : l$) ne dépend que de la nature du terrain, c'est-à-dire de l'angle β_1, angle du talus naturel dans l'eau tranquille.

Les dimensions du profil en travers sont fonction du coefficient de rugosité f_1, de la vitesse d'érosion v_e, de l'angle β_1 et de la pente i, c'est-à-dire de la nature du terrain et de la pente.

A chaque pente i correspond pour chaque nature du terrain un seul profil en travers bien déterminé.

Pente correspondant à un débit déterminé. — Nous avons **trouvé que la valeur de la vitesse moyenne dans un profil en travers, v_m, s'exprimait par la formule :**

$$v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}.$$

Pour un profil en travers rectangulaire très large :

$$K = K_1 + \frac{\gamma}{3} \cdot \frac{\sqrt{i} \cdot R^{\frac{3}{2}}}{\mu}, \qquad K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}$$

$$K = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} + \frac{\gamma}{3} \cdot \frac{\sqrt{i} \cdot R^{\frac{3}{2}}}{\mu}.$$

D'autre part, nous avons vu que μ n'est pas une constante, mais augmente avec la pression (profondeur) et avec les mouvements tourbillonnaires. Pour que K concorde avec les résultats pratiques, il faut poser pour μ :

$$\mu = \frac{\gamma}{6g} \cdot \frac{v_{fm} \cdot \sqrt{R} \cdot f_1}{A} \qquad \text{(formule 19, chap. V)}$$

où v_{fm} est la vitesse efficace de fond.

Dans les limites $R < 3$ m et $v < 3$ m par sec. on peut poser $A = 0{,}6$.

En remplaçant γ et g par leurs valeurs en unités pratiques (kilogramme, seconde, mètre) cette formule devient :

$$\mu = 17 \frac{\sqrt{R}}{A} \cdot v_f \cdot f_1 .$$

Nous avons trouvé pour K la valeur :

$$K = K_1 (1 + A \cdot \sqrt{R}) = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R})$$

c'est-à-dire la formule empirique qui répond le mieux à la pratique, avec $A = 0{,}6$ pour $R < 3$ m.

Nous venons de voir que *pour un terrain déterminé* et *pour une pente i déterminée* il n'existe qu'une seule solution comme profil en travers (donc une seule solution pour R et pour la section s). La formule $v_m = K . \sqrt{R . i}$ montre que pour une nature de terrain déterminée et une pente déterminée, il n'y a qu'une solution pour v_m. Comme Q est le produit de v_m et de s, on peut déduire la loi suivante :

Pour une nature de terrain et une pente déterminées, il n'y a qu'une solution pour le débit Q.

De ces considérations, nous tirons les conclusions suivantes :

Un cours d'eau dont le débit est Q tend à prendre un lit bien déterminé ; il n'y a, dans un terrain donné et pour chaque débit Q, qu'une solution **pratique** *d'équilibre comme profil en long et comme profil en travers*

La pente du profil en long en fonction du débit Q et de la **nature du terrain, pour** un profil assez large par rapport à la profondeur et pour l'état d'équilibre, est déterminée par le système des 7 équations suivantes :

(29) $$Q = v_m \cdot s$$

(30) $$v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

(31) $$K = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} (1 + A \sqrt{R})$$

pour

$$R < 3 \text{ m} \quad , \quad A = 0{,}6$$

donc

$$K = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} (1 + 0{,}6 \sqrt{R})$$

(32) $$s = \frac{2}{\pi} h \cdot l$$

(33) $R = \frac{s}{p}$ et approximativement $p = l$, d'où $R = \frac{2h}{\pi}$

(34) $$h = \frac{f_1 \cdot v_e^2}{2g \cdot i}$$

(35) $$l = \frac{\pi h}{\operatorname{tg} \beta_1}$$

Posons :

(34 *bis*) $$h \cdot i = \frac{f_1 \cdot v_e^2}{2g} = B,$$

grandeur qui ne dépend que de la nature du terrain. On déduit :

$$v_e = \sqrt{\frac{B \cdot 2g}{f_1}}.$$

De (30), (31) et (33) on tire :

$$v_m = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \cdot \left[1 + A \cdot \sqrt{\frac{2h}{\pi}}\right] \sqrt{\frac{2h \cdot i}{\pi}}$$

et de (34 *bis*) :

$$v_m = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \cdot \left[1 + A \cdot \sqrt{\frac{2h}{\pi}}\right] \sqrt{\frac{2B}{\pi}};$$

en introduisant ci-dessus la valeur de h tirée de la for-

mule (34 *bis*), $h = \frac{B}{i}$, et la valeur de $\sqrt{\frac{2}{\pi}} = 0{,}8$, on obtient :

$$v_m = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \cdot \left[1 + A \cdot 0{,}8 \cdot \sqrt{\frac{B}{i}}\right] \cdot 0{,}8 \cdot \sqrt{B}.$$

En portant cette valeur de v_m dans l'équation (29) et la valeur $s = \frac{2h^2}{\operatorname{tg} \beta_1}$ on obtient :

$$Q = \frac{1{,}6 \cdot h^2}{\operatorname{tg} \beta_1} \cdot \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \cdot \left[1 + 0{,}8 \cdot A \cdot \sqrt{\frac{B}{i}}\right] \sqrt{B}$$

et comme

$$h^2 = \frac{B^2}{i^2} \quad ; \quad v_e = \sqrt{\frac{2g \cdot B}{f_1}}$$

(36) $$\boxed{Q = 1{,}6 \frac{v_e}{\operatorname{tg} \beta_1} \cdot \left[1 + 0{,}8 \cdot A \cdot \sqrt{\frac{B}{i}}\right] \cdot \frac{B^2}{i^2}}$$

avec

$$B = \frac{f_1 \cdot v_e^2}{2g}.$$

Cette formule détermine le débit Q en fonction de la pente i et de la nature du terrain déterminée par v_e, f_1 et $\operatorname{tg} \beta_1$, c'est-à-dire par v_e, $\operatorname{tg} \beta_1$ et B. Pour l'appliquer il faut que les conditions d'équilibre soient remplies, c'est-à-dire qu'elle ne peut être employée que pour un fleuve à profils naturels normaux en état d'équilibre et pour le débit d'équilibre Q_n, comme cela est expliqué au chapitre VII (hautes-eaux moyennes déterminant la forme du profil).

En remarquant que $\frac{B}{i} = h$ et que $\operatorname{tg} \beta_1 = \frac{\pi h}{l}$, on peut

écrire la formule (36) comme suit :

(36 *bis*) $$Q_n = 1{,}6 \cdot \frac{v_e}{\operatorname{tg} \beta_1} \cdot [1 + 0{,}8 \cdot A \cdot \sqrt{h}] \cdot h^2$$

soit encore :

(36 *ter*) $$Q_n = 0{,}5 \cdot v_e [1 + 0{,}8\, A \cdot \sqrt{h}]\, h \cdot l$$ (1)

La formule 36 *bis* montre que *pour une même nature du terrain* du lit du fleuve, la profondeur croît avec le débit Q_n ; il en est de même de la largeur, le rapport $\frac{h}{l} = \frac{\operatorname{tg} \beta_1}{\pi}$ étant constant ; la grandeur du profil en travers doit donc augmenter avec Q.

La formule 36 *ter* montre que lorsque le terrain du lit devient de plus en plus meuble (v_e de plus en plus petit), *pour le même débit* Q_n, le produit $h \,.\, l$ et par conséquent la grandeur du profil en travers doit augmenter (2).

En tenant compte de ce que *tg* β_1 *varie plus rapidement que* v_e *avec la consistance du terrain*, ou ce qui revient au même, de ce que le rapport $\frac{v_e}{\operatorname{tg} \beta_1}$ varie avec la nature du terrain en sens contraire de tg β_1 et de v_e, on s'explique pourquoi, d'une part, dans *le sable ou le limon*, les fleuves

(1) Le coefficient A, homogène à $L^{-\frac{1}{2}}$, exprimé en unité pratique, est égal à 0,6 pour $R < 3$ m.

(2) Réciproquement, lorsque le terrain devient plus résistant, v_e augmente, et pour un même débit Q_n le produit $h \,.\, l$ et par conséquent la grandeur du profil en travers diminue (formule 36 *ter*). Dans un terrain compact, le profil en travers du cours d'eau se rétrécit donc ; la formule 36 *bis* montre que h est très grand ; donc l est petit. C'est ce qui explique l'étranglement des gorges, leur faible largeur et leur grande profondeur. En outre, comme le débit est le même, la vitesse du courant et la pente sont plus grandes (voir en outre Ch. VII : formation du lit d'un cours d'eau dans le rocher).

(où tg β_1 est très petit, inférieur à 0,05) ont *de très grandes largeurs* relativement à leur profondeur (fleuves de Hollande, Oxus, etc.), d'autre part, *dans l'argile compacte*, les fleuves ont des *profondeurs relativement grandes* par rapport à leur largeur (Exemple du Mississipi où tg β_1 atteint fréquemment 0,15 ; la profondeur est de 18 m aux hautes-eaux ordinaires, 25 m aux hautes-eaux extraordinaires).

Vitesse moyenne d'un profil d'équilibre. — La formule pour la vitesse moyenne, $v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}$, peut également, pour *le cas du profil d'équilibre*, s'exprimer d'une manière simple en fonction de v_e (vitesse limite d'érosion) et de la profondeur maximum h.

En effet :

$$v_m = \frac{Q_n}{s_n}$$

$$v_m = \frac{0{,}5\ v_e \left[1 + 0{,}8 \cdot A \cdot \sqrt{h}\right] \cdot l \cdot h}{\frac{2}{\pi} \cdot h \cdot l}$$

soit

$$v_m = 0{,}8 \cdot v_e \cdot \left[1 + 0{,}8 \cdot A \cdot \sqrt{h}\right] \qquad (37)$$

On voit, d'après cette formule, que pour une même nature de terrain (v_e constant le long du fleuve) la vitesse v_m varie dans le même sens que la profondeur. Mais il faut observer que, si la nature du terrain change, ce qui est le cas le plus fréquent, h étant fonction de v_e, le problème devient plus complexe. Ainsi, au fur et à mesure qu'un fleuve coule dans un terrain de moins en moins consistant ou sur ses propres alluvions dont le grain va en diminuant, ce qui se produit de l'amont à l'aval, la vitesse v_e diminue ; la profondeur h diminue avec v_e

comme nous l'avons montré et augmente avec le débit Q_n, de plus en plus grand de l'amont à l'aval. L'influence du débit prime en général celle de la nature du terrain et la profondeur h augmente de l'amont à l'aval tout en restant, par suite de ces deux influences contraires, dans des limites relativement voisines. L'influence de v_e prédominant celle de h, d'après la formule 37, il résulte que v_m ira en diminuant légèrement de l'amont à l'aval.

Si par exemple dans le haut cours du fleuve v_e est = 1,20 m et $h = 3$ m, et dans le bas cours $v_e = 0{,}50$ m et $h = 8$ m, v_m sera pour le haut cours environ 1,70 m et pour le bas cours 0,90 m.

Les formules que nous donnons dans ces trois chapitres (IV, V et VI), qui sont nouvelles, tout en n'étant qu'approximatives et ne se rapportant qu'à des fleuves à l'état d'équilibre et non corrigés, permettront néanmoins de se rendre compte assez exactement du mécanisme des cours d'eau. Nous récapitulerons au chapitre VIII les lois qui en découlent.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE VII

ADAPTATION DES LOIS THÉORIQUES A L'EXPLICATION DE LA FORMATION DU LIT DES COURS D'EAU

Influence de la variation des débits. Débit normal d'équilibre. — Nous n'avons considéré jusqu'ici que des cours d'eau à régime constant, c'est-à-dire ayant en un point donné de leur cours un débit constant, et nous avons supposé qu'ils creusaient leur lit dans un terrain homogène. Toutes les formules du chapitre précédent se rapportent à l'état d'équilibre qui tend toujours à s'établir de manière à ce qu'il n'y ait plus ni érosion, ni alluvionnement. De plus, nous n'avons pas tenu compte du transport d'alluvions.

Dans la nature, au contraire, *le débit des fleuves est essentiellement variable* et ce transport des alluvions joue un grand rôle. Presque nul aux basses-eaux, il peut atteindre au moment des crues une importance considérable et modifier sensiblement les conditions d'écoulement du fleuve.

Cette inconstance du régime n'empêche pas le fleuve de tendre vers un état d'équilibre idéal, avec des fluctuations accidentelles, en relation avec les périodes de sécheresse ou de pluie. *Appelons* Q_n (*débit d'équilibre*) *le débit correspondant, dans notre formule, à la pente normale* i_n *qu'a prise le fleuve en un point donné de son cours dans cet état d'équilibre :* ce débit Q_n sera compris entre les basses-eaux et les hautes-eaux ; *il correspondra aux hautes-eaux normales moyennes*, c'est-à-dire se reproduisant souvent et pendant

des périodes d'assez longue durée. Les hautes-eaux extraordinaires produisent des déformations extraordinaires, mais qui jouent un moindre rôle dans le profil géologique général, les affouillements qui se produisent ainsi accidentellement étant comblés par les alluvions qui se déposent lorsque le régime redevient normal.

Profils normaux d'équilibre pour différents débits. — Dans un terrain meuble, homogène, défini par les constan-

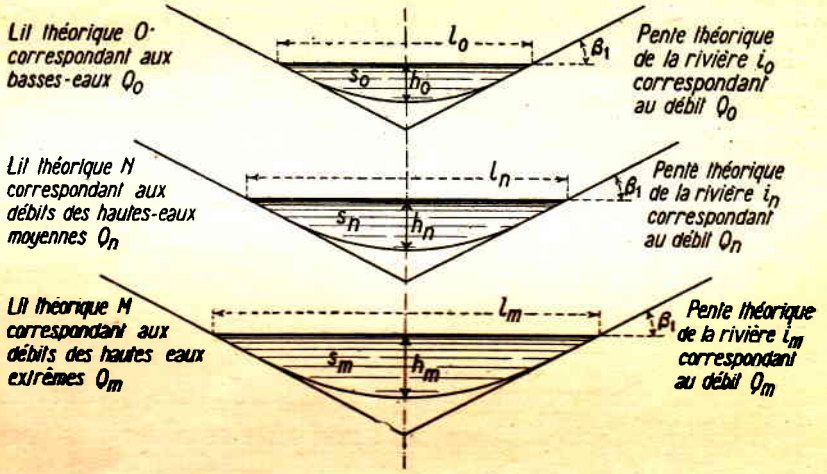


Fig. 26.

tes β_1 (angle du talus naturel dans l'eau tranquille), v (vitesse limite d'érosion sur sol horizontal) et f_1 (coefficient de frottement tel que nous l'avons défini chap. IV), les profils en travers théoriques,

pour le débit des basses-eaux . . . Q_o,
pour le débit d'équilibre . . . . . Q_n,
pour le débit des hautes-eaux . . . Q_m,

devraient s'établir, d'après les principes (1) du chapitre précédent, avec des pentes différentes i_o, i_n et i_m, *si chacun*

(1) Pour un débit Q bien déterminé et dans un terrain donné, il n'y a qu'une seule solution comme profil en travers (h et l) et comme profil en long (i).

de ces débits agissait assez longtemps pour former le lit de la rivière (voir fig. 26).

D'après notre définition de Q_n, la *pente* de la rivière i_n *étant une fois établie d'après ce débit de hautes-eaux moyennes* Q_n, il faut que (suivant les formules du chap. VI) $i_n h_n = i_m h_m = i_o h_o = B$, grandeur ne dépendant que de la nature du terrain. Comme $h_m > h_n > h_o$, il s'ensuit que $i_n > i_m$ et $i_n < i_o$.

Influence des variations de débit sur le lit normal à pente i_n. — **Supposons le profil en travers formé suivant le type normal (largeur l_n, profondeur h_n) et voyons ce qui se passe dans ce profil avec les variations de débit, *la pente disponible i_n restant constante*.**

Basses-eaux. — Si le débit baisse jusqu'au débit Q_o, le fleuve prend une section s'_o dans le lit normal N, dont

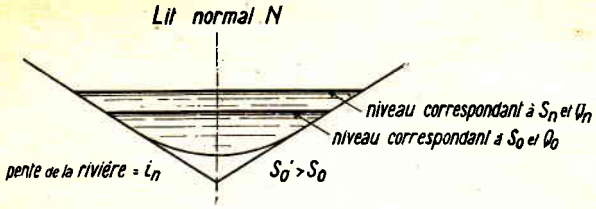


Fig. 27.

la surface sera un peu plus grande que s_o, parce que la pente disponible i_n est < que i_o. Le lit conservera son profil du fait que la vitesse de fond est inférieure à la vitesse d'érosion. Il n'y a pas non plus d'alluvions, parce que la vitesse est trop faible pour les transporter (fig. 27).

Hautes-eaux extraordinaires. — Si, au contraire, le **débit est supérieur à celui des hautes-eaux normales Q_n et atteint une valeur Q_m, ce débit contenu dans le lit N (AOA') (fig. 28) produira une surélévation du niveau d'eau et**

la section d'eau prendra un profil BOB' plus étroit que le profil normal COC' correspondant au débit Q_m. Si l'on superpose les deux profils (fig. 28), on voit immédiatement que la conséquence du lit trop étroit sera un affouillement, principalement sur les bords ($l_m > l_n$).

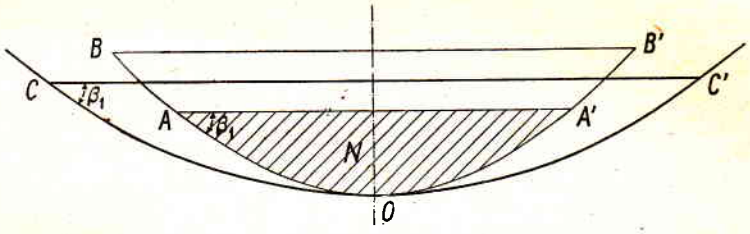


Fig. 28.

Le profil en long tendra aussi à se modifier.

Nous avons vu plus haut que la pente normale i_m correspondant à un débit plus élevé était plus faible que i_n. Le lit du fleuve tendra donc à se creuser vers l'amont pour se créer un profil en long à pente plus faible correspondant au débit des hautes-eaux extraordinaires Q_m.

En résumé, nous voyons, comme cela se conçoit du reste facilement, que les hautes-eaux extraordinaires produisent des affouillements et que, si ces hautes-eaux se maintenaient pendant une période suffisamment longue, le profil en travers et le profil en long se modifieraient de façon à arriver à l'état d'équilibre correspondant à ces hautes-eaux. Mais les hautes-eaux extrêmes ne durent que quelques jours et sont suivies de longues périodes d'eau plus basse. Pendant ce temps, des alluvions se reforment et rétablissent la forme du profil correspondant aux hautes-eaux moyennes. Il faut remarquer cependant que les alluvions sont surtout déposées vers le fond du fleuve et ne comblent donc pas toujours les affouillements produits par l'érosion sur les talus. Les crues extraordinaires ont donc tendance à élargir le lit et

à réduire la pente transversale des berges, par rapport au profil normal correspondant au débit Q_n.

Variations périodiques du lit.— Les variations périodiques du débit d'un cours d'eau produisent dans les terrains meubles des variations périodiques sensibles de son lit.

Souvent aussi, les cours d'eau n'ont pas atteint leur état d'équilibre (profil en long normal) ; on constate alors, d'année en année, un approfondissement ou une surélévation constante.

Toutes les conditions nécessaires pour que le profil en travers d'un fleuve corresponde au profil normal sont très rarement remplies. Nous allons les définir et nous étudierons ensuite les causes et les effets des dissemblances des profils en travers des rivières par rapport au profil normal type.

Conditions à remplir pour que la section d'un cours d'eau se développe suivant le profil normal. — Pour qu'un cours d'eau arrive à creuser son lit suivant le profil en travers normal, il faut :

1° Que le cours d'eau ait atteint son état d'équilibre, c'est-à-dire que le profil en long soit devenu normal ;

2° Que le débit soit le moins variable possible ;

3° Que le terrain soit homogène ;

4° Que les bords du lit soit entièrement nus, sans revêtements ou végétation ;

5° Que le tracé soit rectiligne ;

6° Que le lit soit entièrement encaissé dans le terrain, de manière à contenir même les hautes-eaux.

Ces conditions ne peuvent être toutes réalisées ensemble dans la pratique ; chaque dérogation à l'une de ces conditions est une cause de modification de la forme du

lit par rapport au profil normal. Nous allons examiner successivement l'influence qu'elles auront, en supposant que la première condition (1°) soit toujours remplie.

Influence de la variabilité des débits. — Nous avons déjà vu que, malgré la variabilité des débits, un cours d'eau tend à prendre une pente i_n correspondant à un débit de hautes-eaux moyennes Q_n. Le profil en travers s'établit, en corrélation avec la nature du terrain, suivant le profil normal correspondant au débit Q_n, mais il aura, conformément aux déductions que nous avons tirées plus haut, des berges à pente moindre, à cause de l'influence des hautes-eaux extraordinaires.

Influence de l'inégalité de consistance du terrain. — A tout changement dans la nature du terrain (ou dans la gros-

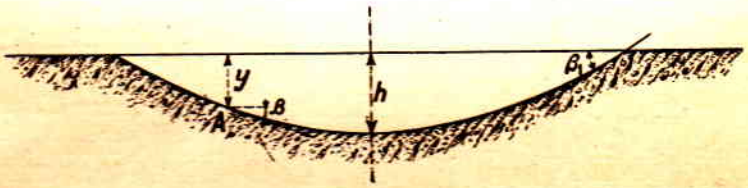


Fig. 29.

seur des alluvions), correspond, en profil en long, un changement de pente ; de même, toute inégalité de consistance du terrain d'un même profil en travers sera la cause de modifications dans la forme de la section. Celle-ci se rapprochera d'autant plus du type normal que le terrain sera plus homogène.

Nous avons vu que, pour une nature de terrain déterminée (définie par f_1, v_e et tg β_1), *à chaque pente i* (1), correspond un profil normal en travers bien déterminé. Si nous considérons un pareil profil, nous voyons que la vitesse au

(1) Comme nous l'avons montré au Chap. VI, la pente i est elle-même fonction du débit Q et de la nature du terrain.

milieu, correspondant à la plus grande profondeur h (voir fig. 29), est égale à la vitesse limite d'érosion v_e (fond horizontal).

L'inclinaison transversale β du profil en un point A est d'autant plus grande que y devient plus petit et il existe pour chaque nature de terrain, une relation bien définie entre les deux grandeurs y et β $\left(\text{tg } \beta = \frac{dy}{dz} \text{ avec } y = h \cdot \sin \frac{\pi}{l} z\right)$.

Considérons maintenant, par exemple, une section d'un cours d'eau traversant un terrain composé d'une couche supérieure horizontale dure et d'une couche inférieure plus tendre. Quelle sera la forme d'équilibre que prendra le profil en travers ?

Dans la couche dure, la courbure s'établira (fig. 30) sui-

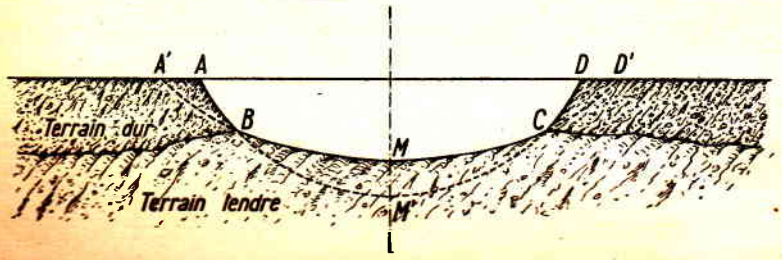


Fig. 30.

vant des tronçons AB et CD de la courbe du profil normal ABM'CD correspondant à ce terrain et à la pente i. Dans la couche inférieure, au contraire, le tronçon de courbe BMC sera emprunté à la courbe du profil normal (A'BMCD') correspondant à cette même pente i, mais à la nature du terrain de la couche inférieure, comme le montre la figure 30.

Le profil normal est d'autant plus concave que le terrain est plus dur.

C'est encore le cas de la figure 30 qui se présente lorsque le lit BC du cours d'eau se compose de galets ou de sable et

que les berges AB et CD sont en terre garnie de végétation lui donnant de la consistance (voir ce qui est dit plus loin).

Si le terrain dans lequel est creusé le lit se compose de plusieurs couches de consistance différente, la forme du lit sera irrégulière, mais la courbe dans chacun des différents terrains sera un tronçon de la courbe théorique du profil en travers correspondant à ce terrain et à la pente commune (fig. 31).

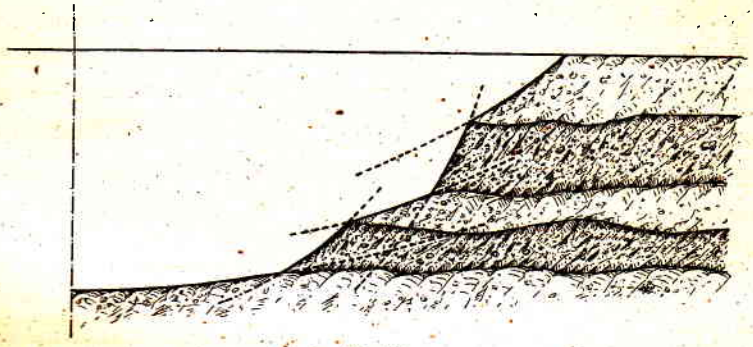


Fig. 31.

Il peut encore arriver que le terrain, dans lequel est creusé le lit, soit formé d'alluvions dont les grains se classent souvent suivant la vitesse du courant (profondeur), les grains les plus gros se trouvant en bas. Puisque, plus le grain est petit, plus l'angle du talus naturel

Fig. 32.

devient faible, la forme du talus aura tendance à devenir convexe (fig. 32), mais cette tendance prime rarement celle de la formation des berges suivant le profil théorique concave.

Ces deux tendances réunies peuvent provoquer des parties de berge presque planes, par exemple (fig. 33) dans la partie convexe des courbes des rivières ou des fleuves (voir plus loin).

Fig. 33.

Influence du revêtement des rives et de la végétation. — 1° *Revêtement.* — Considérons un profil en travers normal théorique AOB (fig. 34) correspondant à une pente i et à

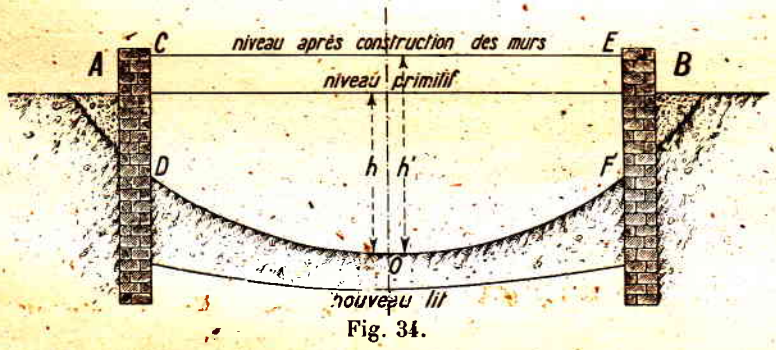


Fig. 34.

une nature de terrain bien définis et voyons ce qui se passe si nous réduisons sa largeur, en construisant des murs de rive CD et EF réduisant sa section des deux côtés. La section se trouvant ainsi diminuée et la pente conservée, le niveau monte jusqu'en CE par exemple et la profondeur h devient h' ($h' > h$).

Du fait de l'augmentation de la hauteur d'eau, le rayon hydraulique moyen $R = \frac{s}{p}$, qui varie dans le même sens que h, sera plus grand. Puisque la vitesse moyenne est sensiblement proportionnelle à $\sqrt{R}$, il en résultera égale-

ment une augmentation de cette vitesse et de la vitesse de fond, qui passera de v_e à v'_e.

Or v_e étant la vitesse limite d'érosion (pour fond horizontal), v'_e est supérieure à cette limite ; il s'ensuit qu'il se produira des affouillements sur tout le fond DOF de la section. La puissance érosive en un point du lit sera d'autant plus considérable que le rapport des hauteurs d'eau $\frac{y'}{y}$ en ce point sera plus grand ; elle augmentera donc vers les bords et sera maximum en D et F. Le cours d'eau cherchera ainsi à réaliser un nouvel état d'équilibre, comme profil en long et comme profil en travers, jusqu'à ce qu'il n'y ait plus d'érosion. Cela n'est possible que si, d'une part, la concavité du fond DOF du lit diminue et si, d'autre part, le cours d'eau diminue la pente de son profil en long en se creusant davantage à l'amont. Ces deux variations ont d'ailleurs pour effet convergent de tendre à diminuer la vitesse du courant et par suite l'érosion.

Le même phénomène s'observera naturellement si, au lieu de murs, on rétrécit le lit de la rivière par des talus protégés par des pavages (perrés). Lorsqu'on effectue de semblables travaux de correction, il faut tenir compte, pour l'établissement de la base des talus, de l'approfondissement ultérieur de la rivière, car c'est en ce point que l'érosion atteindra son maximum. D'autre part, la pente naturelle de la rivière rétrécie par la correction diminuera.

En corrigeant ainsi la rivière, on peut arriver à réduire la hauteur des eaux à l'amont, comme cela a été déjà fréquemment fait. Le pied des talus de la rivière à corriger doit être établi de manière à ce qu'il puisse suivre les affouillements successifs provenant de la correction ; cela peut se faire par l'emploi de fascines, remplies de pierres, sur lesquelles on appuie les enrochements servant de base aux pavages.

2° *Végétation.* — Nous avons vu que le profil en travers

était fixé par les hautes-eaux moyennes ; le lit proprement dit du cours d'eau est alors compris entre les lignes des hautes-eaux moyennes des deux rives. Au-dessus de ces lignes, les berges sont généralement couvertes de végétation ; celle-ci a pour effet d'augmenter énormément la résistance à l'érosion. En conséquence, les talus sont beaucoup plus raides que ceux qui correspondraient au profil normal (fig. 35). Au moment des hautes-eaux extraordinaires, tout se passera comme dans le cas que nous venons d'examiner (rivière dont les talus sont protégés par des perrés), c'est-à-dire qu'il se produira un affouillement du bas des talus et par conséquent une diminution de la concavité du fond du lit. Ces affouillements auront d'ailleurs tendance à se combler ensuite ; néanmoins, par suite de l'influence des hautes-eaux, le fond du lit restera moins concave que dans le cas où le débit ne dépasserait pas les hautes-eaux moyennes Q_n.

Si les rives sont recouvertes de végétation, nous aurons donc, en général, au lieu d'un profil normal AMB d'aspect parabolique, une courbe A'M'B' de forme elliptique.

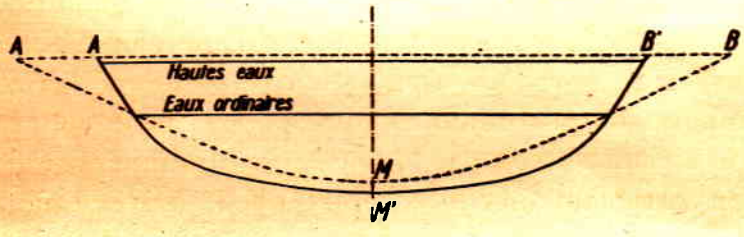


Fig. 35.

Influence du tracé en courbe sur le profil de la section (serpentins). — Les cours d'eau tendent à se former un tracé en serpentins. Il est facile de s'expliquer pourquoi.

Considérons une rivière au tracé rectiligne et dans des conditions d'équilibre ; la moindre déviation accidentelle dans la direction du courant, produite par exemple par le

dépôt d'un banc de sable S (voir fig. 36), tendra à s'accentuer.

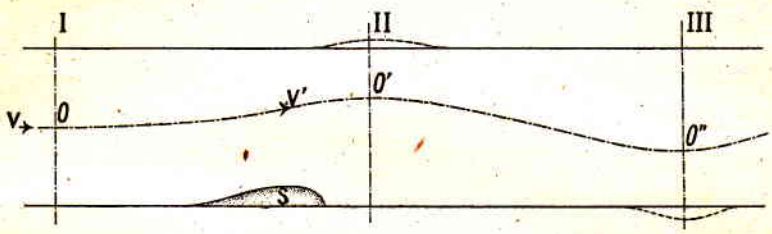


Fig. 36.

Par suite du désaxement de la ligne de plus grande vitesse VV′, le profil II subira une déformation comme le montre la figure 39. La plus grande profondeur h' de ce profil II (qui sera en général un peu supérieure à h du profil normal) étant reportée sur le côté, la courbe du talus A′B′ ne correspondra plus à la courbe d'équilibre et la rive A′B′ sera attaquée par l'eau. La ligne de plus grand courant qui a passé du milieu (Point O, profil I, fig. 36) vers la rive gauche (Point O′, profil II) doit, dans le profil III, passer ensuite sur la rive opposée, en O″. En effet, le courant d'eau dévié en II, et trouvant la rive gauche comme obstacle, produira en cet endroit une surélévation du niveau de l'eau, qui tendra à se déverser de nouveau vers le milieu. La ligne de courant décrira ainsi une courbe sinueuse et produira alternativement à gauche et à droite des affouillements qui iront en s'accentuant et feront prendre progressivement au cours d'eau un tracé en serpentins. Les sinuosités ainsi produites se nomment des

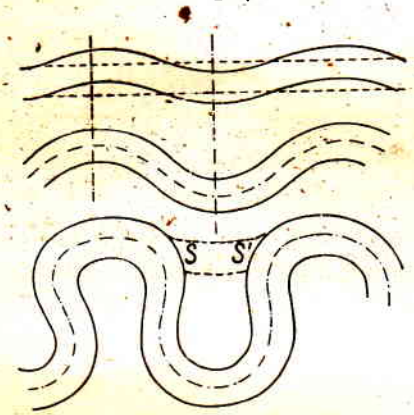


Fig. 37.

méandres (voir fig. 37). Dans les parties concaves il y a érosion, dans les parties convexes, alluvionnement.

Lorsqu'un cours d'eau coule dans un terrain d'alluvions, il prend toujours une forme sinueuse, car il existe toujours une cause accidentelle, si légère soit-elle, pour produire une première déviation du tracé. Cette déviation se propagera en aval et le cours d'eau formera des serpentins qui iront toujours en s'accentuant, jusqu'à ce que la rivière, en débordant par une crue, arrive d'elle-même à les recouper en SS'.

Ce phénomène pourra aussi se produire dans un fleuve corrigé auquel on aura donné une trop grande largeur, surtout si ce fleuve charrie beaucoup de galets. Il se formera alors, de distance en distance, des bancs de sable et de galets, *e*, que les crues feront avancer périodiquement de l'amont à l'aval (fig. 38).

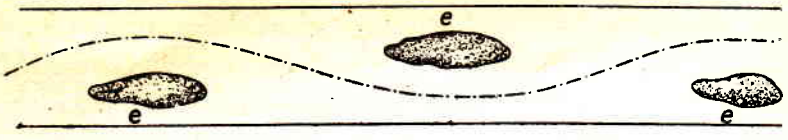


Fig. 38.

Tel est, en Alsace, le cas du Rhin corrigé. La configuration du lit laisse à côté du chenal principal (talweg), entre le banc de sable et la rive, un second chenal plus étroit et à fond plus élevé. Cette inégalité et cette variabilité du lit sont un grand obstacle à la navigation et on a cherché à y remédier en aval de Strasbourg en fixant la position des bancs de galets.

Profil d'un cours d'eau en courbe. — Dans les fleuves non corrigés, sinueux, le profil en travers se désaxera dans les parties du tracé en courbe et présentera, dans la partie concave de la courbe, une pente transversale d'autant plus

forte que la courbure du serpentin sera plus accentuée (voir fig. 39).

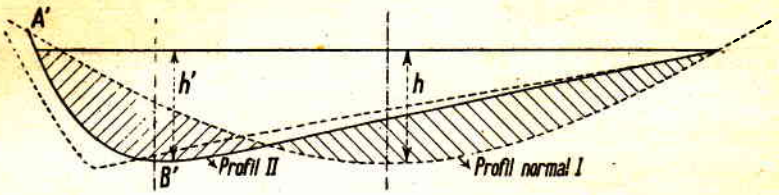


Fig. 39

Il se produira ainsi des affouillements (fig. 39, courbe pointillée) sur le talus A'B' tandis que, sur la rive opposée, le fleuve déposera ses alluvions. La courbe du talus en cet endroit se rapprochera souvent d'une ligne droite.

Le travail fourni par le fleuve est plus grand dans les courbes, car les frottements intérieurs et ceux du pourtour augmentent du fait de la déviation des filets d'eau.

La rivière ayant ainsi plus de travail à fournir, la pente du profil en long sera plus grande que dans le tracé rectiligne. Le profil en travers aura, en général, à peu près la même superficie, mais avec une profondeur maximum plus élevée que dans le profil normal en tracé rectiligne.

Nous donnons, comme exemple d'un fleuve en courbe, à la figure 40, une courbe du Rhin immédiatement en aval de Bâle et en amont de la partie du Rhin corrigée. On y remarquera le profil normal dans la partie rectiligne et les profils désaxés, en amont et en aval, qui montrent les différentes particularités signalées ci-dessus.

Influence du débordement aux hautes-eaux (profil à lit mineur et majeur). — Lorsqu'un fleuve n'a son lit que partiellement encaissé, jusqu'aux hautes-eaux ordinaires par exemple, l'eau déborde au moment des crues. Ce cas se présente fréquemment dans les cours d'eau coulant sur

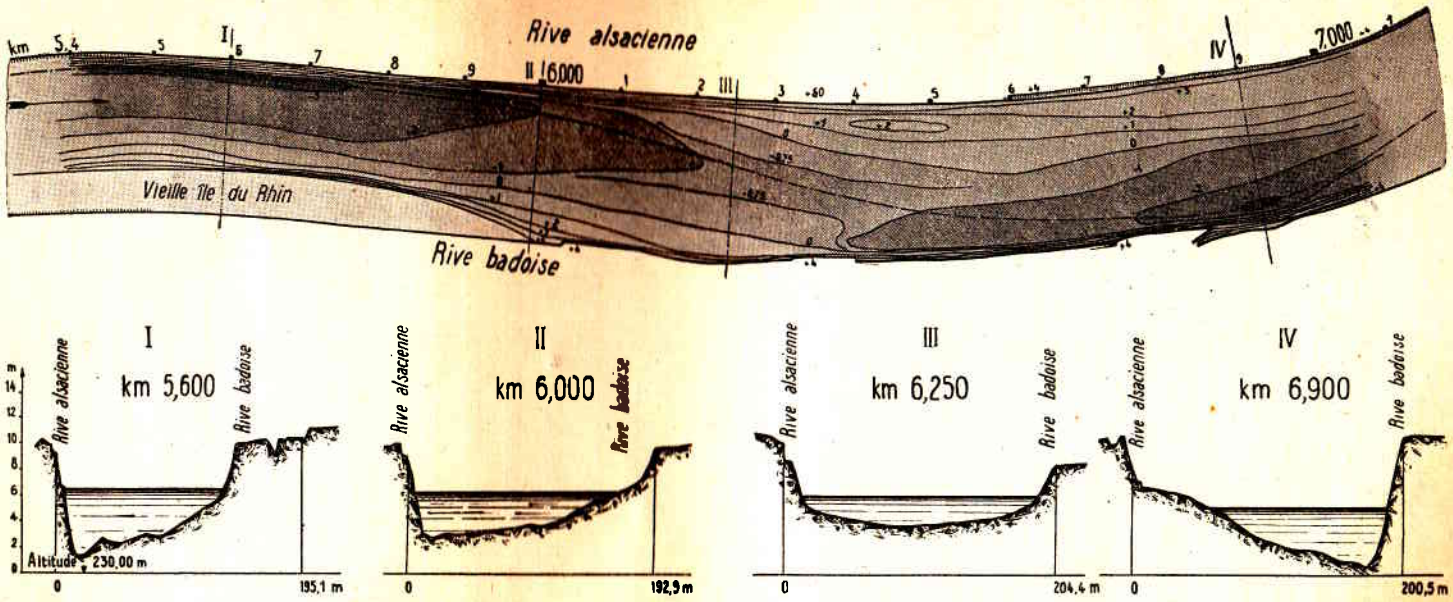


Fig. 40. — Exemple de déplacement du chenal dans une courbe.

leurs propres alluvions, comme par exemple le Mississipi dans son bas cours et le Rhin dans la plaine d'Alsace avant sa correction. Il se forme alors une nappe d'inondation animée d'un mouvement varié et d'autant moins rapide que le point considéré de la nappe est éloigné de l'axe de la rivière. Le limon et le sable contenus dans cette nappe supérieure se déposent alors, en comblant d'abord les parties basses, puis en s'élevant ensuite en talus légèrement inclinés. Il se forme ainsi (fig. 41), entre les deux rives, un second et très large lit de la rivière dans lequel s'écoulent les crues et qu'on appelle

Fig. 41.

lit majeur, pour le distinguer du *lit mineur* dans lequel passent les eaux ordinaires. C'est sur le sommet des épaulements plus ou moins réguliers ainsi formés, qu'on établit les digues des hautes-eaux D_1 et D_2 (fig. 42).

Dans les corrections des fleuves, on contiendra souvent le lit mineur entre deux *digues submersibles* B et B_1 et l'on aura ainsi un profil de rivière selon le schéma figure 42.

Fig. 42.

Cette manière de corriger un fleuve dans les plaines d'alluvions est la plus rationnelle. Elle a été adoptée pour le Rhin dans la plaine d'Alsace ; l'intervalle entre les digues B et B_1 est d'environ 200 m, entre les digues D_1 et D_2 en général 1 000 m.

On voit, par les exemples ci-dessus, quelle diversité présentent dans la nature *les profils en travers* des cours d'eau. Par contre, *le profil en long moyen* d'un cours d'eau s'éloigne relativement peu de la pente normale correspondant à la nature du sol et au débit des hautes-eaux ordinaires (débit d'équilibre Q_n), car ce profil en long se forme d'après une moyenne de profils en travers, dont les inégalités se compensent.

Pour obtenir le profil en travers type moyen d'une partie déterminée d'un cours d'eau, on superposera une

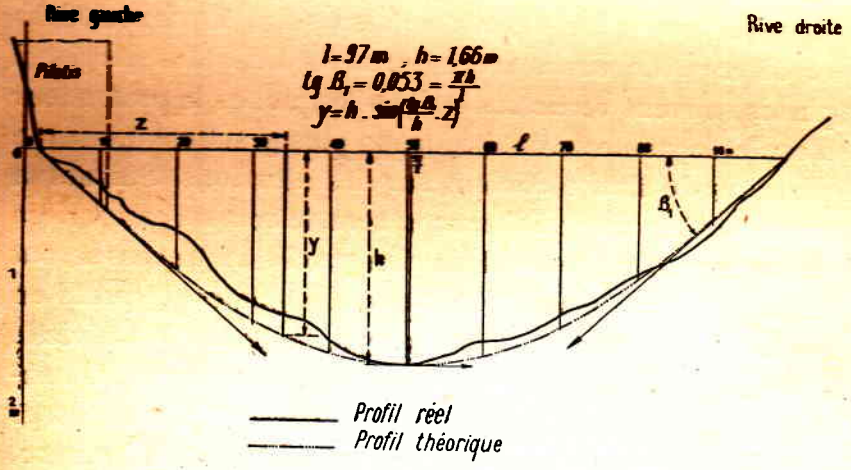


Fig. 43.

série de profils pris dans cette partie, aux endroits où le tracé est rectiligne, et on prendra la moyenne. On aura ainsi un profil-type tenant compte des conditions moyennes du terrain.

Il existe des fleuves dont certaines parties réalisent des conditions se rapprochant beaucoup de la normale ; il est alors intéressant de comparer la forme des profils en travers avec la forme théorique telle qu'elle est décrite au chapitre VI. Nous donnerons, comme exemple, l'Aar à Olten (fig. 43), en faisant observer que ce fleuve, sous

l'influence régulatrice des lacs, a des crues moins intenses ; son débit est donc plus constant et donne lieu à moins de déformations accidentelles du profil en travers.

Formation du lit d'une rivière dans le rocher. — Dans le rocher, la section d'un cours d'eau ne se forme plus comme dans un terrain meuble. C'est l'usure du rocher, par le frottement des galets sur le fond du lit, qui détermine cette section, tandis que les deux côtés ne s'usent que très lentement sous l'action des eaux chargées de sable (1). Le profil s'établira donc d'autant plus en profondeur que la roche sera plus dure (voir discussion formules 36 *bis* et 36 *ter*). Le cours d'eau formera ainsi des gorges à parois souvent verticales et dans lesquelles la profondeur d'eau et la pente seront beaucoup plus grandes que sur le parcours du fleuve coulant sur des alluvions. Suivant la nature de la roche qu'il rencontrera, le cours d'eau variera en largeur et en profondeur. Les profils en travers seront en rapport avec les débits et avec les pentes du profil en long. En général, dans une gorge, la pente superficielle de l'eau est faible par les basses-eaux et forte par les hautes-eaux. Dans ce dernier cas, la vitesse dans la gorge est supérieure à la vitesse normale ; à l'amont de la gorge, il faudra nécessairement que l'inverse se produise.

Toutes ces particularités se constatent dans la figure 44, dans laquelle nous donnons la disposition que présentait la gorge du Rhin à Laufenbourg, avant la correction du Rhin effectuée en cet endroit, lors de la construction de l'usine hydro-électrique. Pour se rendre compte combien

(1) C'est le cas limite d'application de la formule

$$Q_n = 1{,}6\,\frac{v_e}{\operatorname{tg}\beta_1}\left[1 + 0{,}48\sqrt{h}\right]h^2$$

v_e, vitesse limite d'érosion croit avec la dureté du sol mais beaucoup moins vite que $\operatorname{tg}\beta_1$ qui, à la limite (rocher), devient infini alors que v_e reste fini. D'où la formation pour un même débit Q_n de grandes profondeurs h.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA
DE LAS OBRAS
HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
MONTEVIDEO
URUGUAY

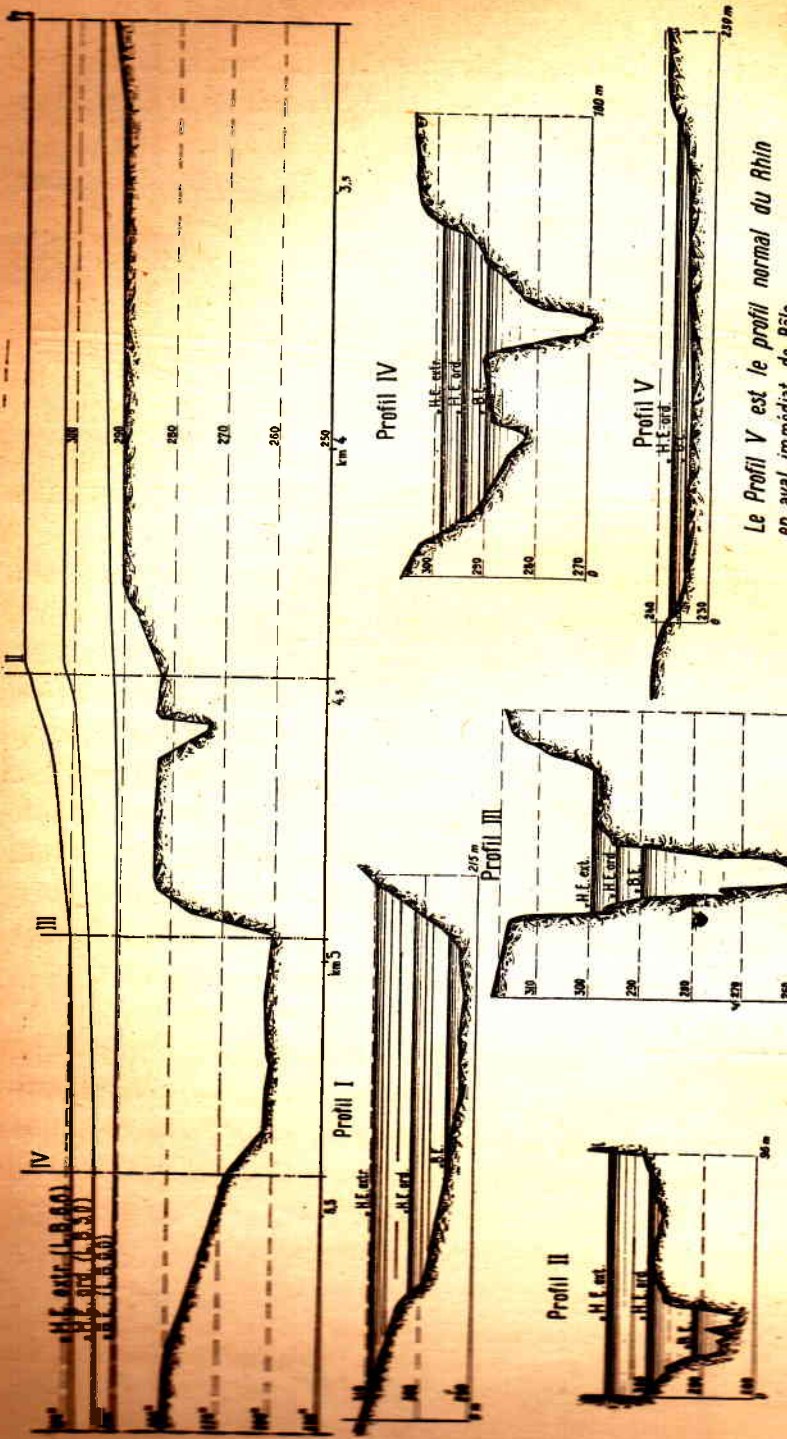


Fig. 44. — Schéma de la gorge du Rhin à Laufenbourg *(avant l'exécution de l'usine hydro-électrique).*

la forme des profils en travers dans le rocher diffère du profil normal, nous avons fait figurer, dans le dessin, le profil du Rhin en aval de Bâle.

La formation d'une gorge peut également s'effectuer de la manière suivante :

Lorsqu'un cours d'eau, par suite d'un bouleversement

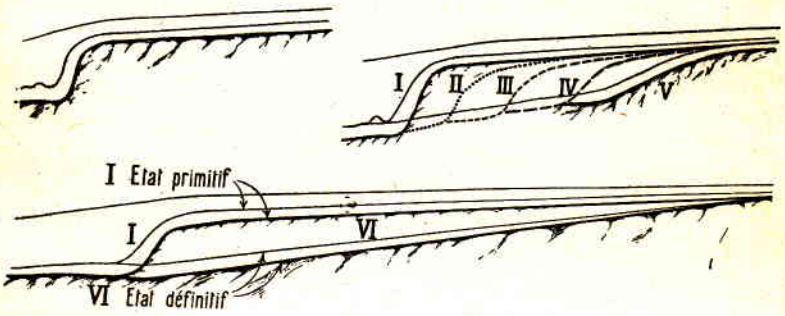


Fig. 45.

géologique, forme une cascade, celle-ci se transformera progressivement en rapides et en gorges, comme le montre le schéma ci-dessus, qui explique ces transformations successives (fig. 45). Dans le calcaire, cette progression peut être très rapide et appréciable d'une année à l'autre.

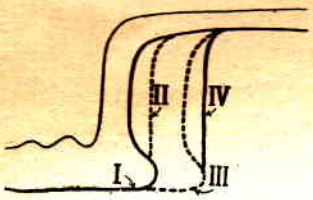


Fig. 46.

Les rapides, qui se forment en amont de la cascade, usent le fond de la rivière par le frottement et le choc des galets qu'elle charrie, mais beaucoup plus rapidement que dans des conditions normales, tandis que la chute elle-même se reporte toujours plus en arrière, par suite de l'affouillement en aval et des éboulements consécutifs. La hauteur de la chute diminuant du fait de l'érosion à l'amont, la profondeur de la cuvette creusée par la chute va également en diminuant.

Les chutes de fleuves à la sortie de lacs ne suivent pas

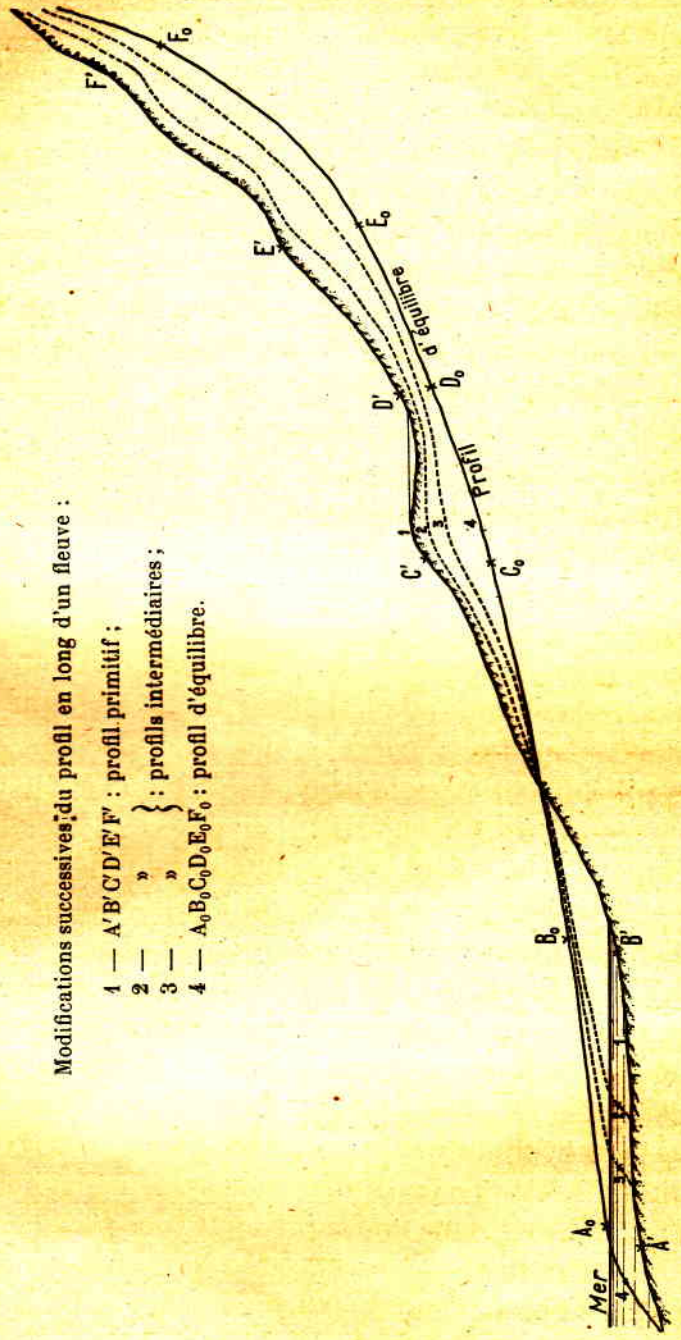
la même évolution (chute du Niagara), les lacs faisant office de bassins de décantation. Dans ce cas, les graviers et le sable qui produisent l'érosion du fond du lit amont manquent. Les rapides supérieurs n'useront donc que peu la roche ; à l'aval, au contraire, la cuvette s'agrandit, jusqu'à ce qu'une partie de la paroi, dont la base vient à manquer, s'effondre. La chute se transporte ainsi à l'arrière sans que la hauteur de chute diminue (fig. 46) (Niagara, chute en fer à cheval), et elle ne se transformera pas en gorge.

Modifications successives du profil en long d'un fleuve. — Nous avons vu qu'à chaque débit d'un fleuve, en un point donné de son parcours, correspondent un profil en travers et une pente bien déterminés, en rapport avec la nature du terrain. Comme le débit est variable, c'est suivant le débit des hautes-eaux moyennes Q_n que le fleuve façonne son lit.

Ce travail a lieu de l'aval à l'amont. La figure 47 montre l'évolution successive d'un profil en long primitif A'B'C'D'E'F', qui arrive progressivement au profil d'équilibre $A_0B_0C_0D_0E_0F_0$.

La ligne $A_0B_0C_0D_0E_0F_0$ se nomme *profil de base* ou profil d'équilibre. Au fur et à mesure que les apports augmentent, l'extrémité du fleuve ou de la rivière, appelée niveau de base, avance dans la mer ou dans le lac en y formant un delta. Cet avancement peut être considérable (embouchure du Mississipi, 100 m par an ; Pô, 70 m par an : delta du Rhône, 55 m par an).

L'avancement des deltas produit une surélévation du sol et explique la formation des plaines d'alluvions. Le fleuve serpente dans la partie B_0A_0. La surélévation du lit contribue à provoquer des débordements ; la plaine inondée se surélève peu à peu par le dépôt des sédiments



Modifications successives du profil en long d'un fleuve :

1 — A'B'C'D'E'F' : profil primitif ;
2 — » } : profils intermédiaires ;
3 — » }
4 — $A_0B_0C_0D_0E_0F_0$: profil d'équilibre.

Fig. 47.

du fleuve, qui donnent des terrains très fertiles. Il se forme ainsi une plaine très régulière, dont la pente vers la mer correspond à la pente du fleuve. En endiguant le fleuve, on crée donc une situation très précaire, car la surélévation du lit par rapport à la plaine devient de plus en plus dangereuse. C'est ainsi que la plupart des fleuves débouchant dans l'Adriatique ont progressivement surélevé leur lit au-dessus des terrains avoisinants, entre de hautes digues qu'on a dû toujours plus surélever et consolider.

Sur le profil en long d'un cours d'eau encore en érosion, on peut constater tous les changements de la nature du sol, car il se produit en ces endroits des ruptures de pentes. Nous donnons (fig. 48) quelques profils en long de fleuves. Sur ceux du Rhin et du Rhône, les traversées de masses rocheuses sont parfaitement visibles ; les profils de la Loire et de la Seine sont, au contraire, très réguliers.

A toute augmentation de débit provenant d'un affluent, correspond une diminution de pente, à moins que cet affluent n'amène des gravièrs ou des galets à plus gros grains, qui obligent alors le fleuve principal à augmenter sa pente (comparez Chap. VIII).

La plupart de nos fleuves ont atteint, dans leur cours moyen et dans leur bas cours, des profils de base qui, par l'allongement progressif du fleuve dans la mer, auront tendance à se surélever très lentement. C'est pour cette raison que des gorges creusées dans le rocher pourront se recombler partiellement et que le fond de la rivière prendra ainsi une plus haute altitude (fig. 49). Le même phénomène peut se produire par suite d'éboulement de rives à l'aval du fleuve, ou pour d'autres causes. L'ingénieur qui établira un barrage dans une gorge où le rocher existe sur les côtés ne sera donc pas certain de rencontrer ce même rocher à faible profondeur sous les graviers du lit. Il fera

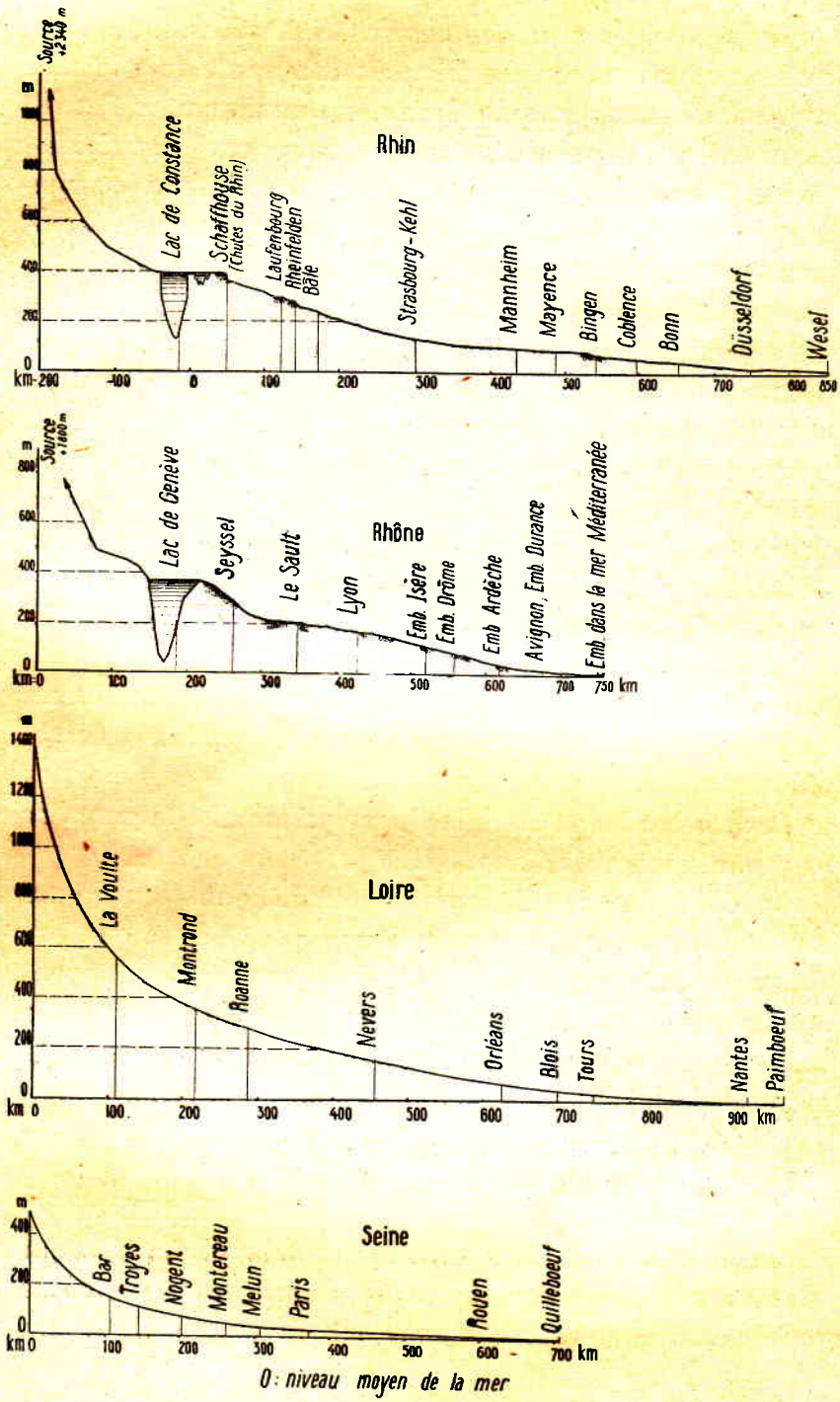


Fig. 48 — Profil en long de quelques fleuves.

bien d'exécuter des sondages avant d'entreprendre la construction d'un barrage, dont l'établissement devient trop onéreux et quelquefois impossible lorsque le rocher se trouve à une grande profondeur sous le lit de la rivière.

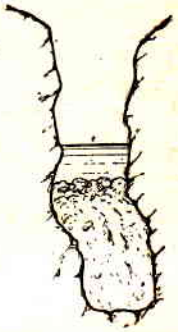


Fig. 49.

Dans le haut cours des fleuves, au contraire, le travail d'érosion n'est en général pas encore terminé. L'érosion se produit en se déplaçant vers l'amont, où elle devient de plus en plus importante. C'est ce qu'on appelle l'*érosion remontante* ou *érosion régressive*. Les débris des affouillements sont chassés par le fleuve jusqu'à la mer. Un fleuve, même en état d'équilibre, présente des variations dans la structure de son lit, qui sont en relation avec les époques de sécheresse ou de pluie. Il y a ainsi des variations relativement faibles dans le cours d'une année et des variations plus importantes et plus espacées correspondant aux périodes d'années sèches ou humides.

Le profil en long d'équilibre ou profil de base a une forme parabolique, voire hyperbolique. De l'amont à l'aval, par suite de l'augmentation du débit, due aux affluents, et bien qu'il y ait diminution du grain des alluvions, la profondeur augmente, comme nous l'avons vu en discutant les formules 36 *bis* et 36 *ter*. D'autre part, nous avons trouvé que la vitesse moyenne diminue de l'amont à l'aval (formule 37) ; il s'ensuit donc, d'après la formule (30), $v_m = K. \sqrt{R. i}$, que i ira en diminuant de l'amont à l'aval v_m diminuant, K augmentant et R augmentant).

Influence de l'érosion fluviale sur le relief du sol terrestre. — Le relief du sol terrestre étant en majeure partie formé par l'érosion, il est clair qu'il doit présenter depuis les

crêtes de montagnes jusqu'à la mer un profil analogue à celui des fleuves.

Voici (fig. 49 *bis*), d'après Martonne, *Géographie Physique*, 1913, page 49, les profils de quelques continents, obtenus en portant en abscisses les surfaces en kilomètres

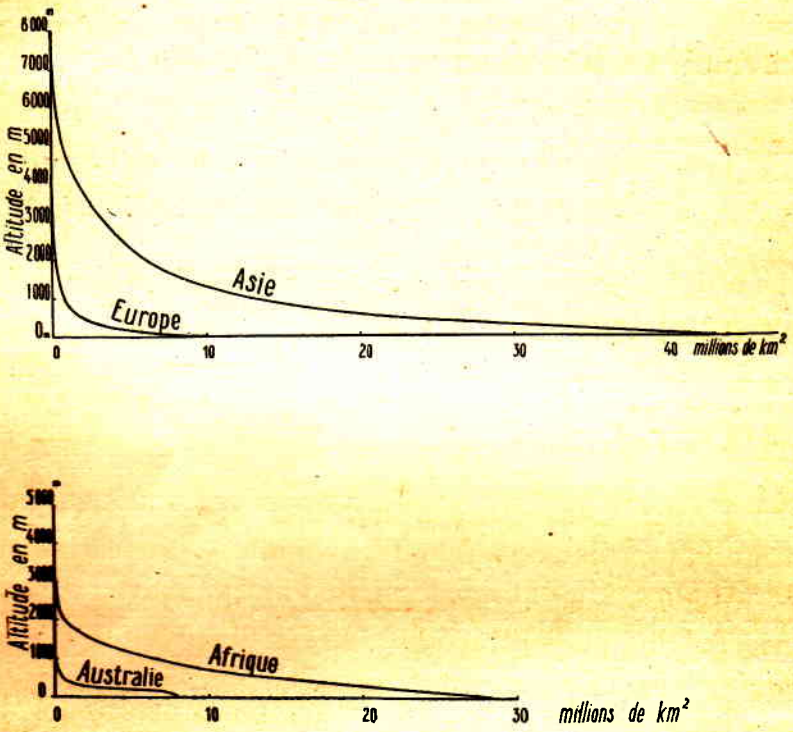


Fig. 49 *bis*.

carrés et en ordonnées les altitudes moyennes correspondantes. La valeur de l'abscisse donne le nombre de kilomètres carrés du continent considéré ayant une altitude égale ou supérieure à l'ordonnée correspondante de la courbe. On voit que la forme parabolique du relief correspond parfaitement à la forme parabolique du profil en long des fleuves et confirme les lois de l'érosion que nous avons exposées.

CHAPITRE VIII

RÉCAPITULATION DES LOIS SUR LA FORMATION DES COURS D'EAU NATURELS ET SUR LE MOUVEMENT DE L'EAU DANS CEUX-CI.

1° Tout cours d'eau creuse son lit suivant des lois invariables, déterminées par son débit et par la nature du terrain, et tend, en chaque point de son parcours, vers un état d'équilibre bien défini aussi bien comme profil en travers que comme pente du profil en long.

A un débit déterminé, dans un terrain donné, correspond *une solution unique comme profil en travers et comme profil en long.*

2° Le débit des cours d'eau étant variable, cet état d'équilibre n'est que relatif et soumis à des variations périodiques. Il se forme cependant un état moyen d'équilibre comme profil en travers et surtout comme profil en long.

Cette pente d'équilibre i_n en un point déterminé du profil en long correspond à un débit théorique Q_n qui, s'il agissait d'une manière constante, déterminerait la forme existante du cours d'eau. Ce débit correspond généralement à celui des hautes-eaux ordinaires. Les crues extraordinaires donnent lieu à des affouillements extraordinaires, mais qui se combleront en grande partie lorsque le débit sera redevenu normal. Les crues, surtout si elles ne sont pas trop espacées, ont néanmoins une influence sur le débit théorique Q_n qui détermine, suivant la nature du terrain, la pente d'équilibre i_n ; d'ailleurs, ce débit Q_n

dépend aussi de la hauteur des berges du lit proprement dit : à partir du moment où le fleuve déborde et inonde la plaine environnante, le pouvoir érosif n'augmente plus avec le débit.

3° Le profil en long d'un cours d'eau s'établit suivant une courbe se rapprochant d'autant plus de la parabole que la nature des terrains traversés est plus homogène. Lorsque le sol devient plus résistant, la profondeur du fleuve devient plus grande et sa pente s'accentue (1) ; inversement, si le sol est moins résistant, la profondeur diminue, ainsi que la pente. Les ruptures de pente dans le profil en long d'un fleuve indiquent des changements de nature du terrain. Là où le fleuve roule sur ses propres alluvions, un affluent amenant de gros galets détermine une augmentation de pente. Dans les parties du fleuve à l'état *d'érosion*, la pente varie avec la nature du terrain traversé ; dans les parties du fleuve en *alluvionnement*, la pente varie suivant la grosseur des alluvions. Dans le premier cas, la pente est donc discontinue, dans le second cas continue. Ainsi, lorsqu'un fleuve roule sur ses propres alluvions, dont le grain diminue progressivement de l'amont à l'aval, son profil en long a une forme régulière.

4° Pour une même nature du terrain, la pente diminue lorsque le débit augmente ; par conséquent, chaque affluent important (n'amenant pas de gros galets) déterminera une diminution de pente du cours d'eau principal et une augmentation de sa profondeur (formule 34).

5° Géologiquement parlant, on peut dire qu'aucun fleuve n'a encore atteint son état d'équilibre complet, car tant

(1) v_e et h augmentent avec la consistance du terrain ; d'après la formule 37, chap. VI, $v_m = 0{,}8\ v_e\ (1 + 0{,}8.A.\sqrt{h})$, nous concluons que v_m, et par suite la pente, doivent également augmenter.

qu'il charrie des alluvions, le dépôt de celles-ci dans la mer allonge le cours du fleuve ; les deltas qui constituent le niveau de base du cours d'eau, avancent de plus en plus dans la mer (Mississipi, environ 80 à 100 m par an ; Pô, 70 m ; Rhône, 55 m). Par l'allongement de son cours et l'apport des alluvions, le fleuve se surélève donc dans son cours inférieur. Au contraire, l'érosion se poursuit dans les montagnes. Dans le cours moyen du fleuve, il existe un tronçon où il n'y a ni érosion ni alluvionnement ; pour cette partie, le fleuve est en état d'équilibre. Le même état d'équilibre existe entre le débouché d'une rivière dans un lac et son cours supérieur.

Une pente relative d'équilibre s'établit progressivement de l'aval vers l'amont, aussi bien dans la partie du fleuve où se déposent les alluvions (surélévation du lit), que dans celle où il y a érosion (abaissement du lit). Cette loi, bien connue déjà de longue date, se nomme loi de l'érosion remontante ou régressive.

6° Dans la partie du fleuve *en équilibre*, la puissance totale disponible (proportionnelle au produit du débit par la différence de niveau résultant de la pente) est employée à vaincre les frottements contre les parois du lit et les frottements intérieurs, ainsi qu'à charrier les sables et graviers provenant de la partie amont. Dans les parties *en érosion*, le fleuve possède un excédent de puissance vive qui détermine les affouillements sur le fond ou sur les rives. Cette érosion est nulle aux basses-eaux, maximum aux hautes-eaux.

Une partie de l'énergie du cours d'eau (correspondant à une fraction de la différence de niveau) étant employée au charriage des alluvions, il s'ensuit que, pour un même débit Q_n, la pente i_n d'équilibre devra être d'autant plus

forte que la proportion de graviers et de sable charriés sera plus grande.

Sur tout le parcours du fleuve, le travail nécessaire pour vaincre les frottements intérieurs se dissipe dans la masse liquide sous forme de chaleur.

7° La profondeur h du cours d'eau augmente au fur et à mesure que la pente i diminue de l'amont à l'aval. Pour le cas de cours d'eau absolument normaux, le produit $h \cdot i = B$ (formule 34, chap. VI) est une constante dépendant seulement de la nature du terrain du lit, B diminuant avec la consistance. Comme cette consistance décroît en général de l'amont à l'aval, la profondeur n'augmente pas suivant un rapport inversement proportionnel aux pentes correspondantes, mais suivant une proportion moins forte ; la profondeur h se tient donc dans des limites relativement rapprochées.

8° La largeur l et la profondeur h (théoriques) étant liées par la relation $\operatorname{tg} \beta_1 = \pi \frac{h}{l}$ (1), la largeur $l = \frac{\pi h}{\operatorname{tg} \beta_1}$ doit croître de l'amont à l'aval encore plus que la profondeur, puisque celle-ci augmente et que $\operatorname{tg} \beta_1$ diminue. La largeur augmente dans les terrains meubles et diminue dans les terrains plus consistants. La largeur témoigne donc de la nature du sol.

9° Le profil en travers normal (profil d'équilibre) est une courbe sinusoïdale ; dans le cas le plus général, où la largeur du fleuve est relativement grande par rapport à la profondeur maximum, cet arc de sinusoïde peut être assimilé à un arc de parabole ayant même axe de symétrie

(1) Rappelons que $\operatorname{tg} \beta_1$ est la pente des berges d'un profil normal, aux points où la ligne d'eau, correspondant au débit d'équilibre Q_n, rencontre ce profil en travers.

que le premier, même tangente au sommet et pour flèche : $h = \frac{l.\,\mathrm{tg}\,\beta_1}{\pi}$ (profondeur au milieu), l étant la largeur comptée sur la ligne d'eau.

Le rapport $\frac{h}{l}$ ne dépend que de β_1, angle du talus naturel des berges sous le niveau de l'eau tranquille, c'est-à-dire de la nature du terrain lui-même.

La grandeur de la section mouillée, $s = \frac{f_1^2 \cdot v_e^4}{2g^2 \cdot i^2 \cdot \mathrm{tg}\,\beta_1}$, est fonction de la nature du terrain (f_1, v_e et tg β_1) et du débit Q_n par l'intermédiaire de la pente i.

L'aire s de la section d'eau peut encore s'écrire $s = \frac{2}{\pi}\, h.l$; elle est, à peu de chose près, égale à l'aire du segment de parabole de même corde l et de même flèche h, soit $s = \frac{2}{3}\, h.l$.

10° La vitesse moyenne de l'eau, pour le profil d'équilibre et pour le débit Q_n correspondant à la formation du lit, est donnée par la formule approximative :

$$v_m = 0{,}8\, v_e\, (1 + 0{,}8\, A \cdot \sqrt{h}).$$

La vitesse augmente donc avec la consistance du terrain (caractérisée partiellement par v_e) et avec la profondeur h, qui varie elle-même dans le même sens que v_e. Comme nous l'avons montré au chap. VI, de l'amont à l'aval d'un fleuve, h augmente par suite de l'augmentation de débit Q_n, tandis que la vitesse limite d'érosion v_e diminue. Cette dernière influence est prépondérante dans la formule précédente et la vitesse v_m des hautes-eaux diminue progressivement de l'amont à l'aval ; elle diminue avec la grosseur des grains des alluvions. Lorsque le cours d'eau traverse des terrains plus durs, v_e et h augmentent, et la

vitesse moyenne doit croître. La vitesse des rivières et fleuves aux hautes-eaux est généralement comprise en 1 et 4 mètres par seconde. Elle est très faible dans le bas cours des fleuves où la largeur est très grande, et où la pente superficielle et la vitesse limite d'érosion v_e sont faibles. Le bas cours des fleuves sera donc favorable à la navigation, le haut cours défavorable.

11° Un cours d'eau, dans sa partie en alluvions, a tendance à former des sinuosités (appelées méandres) qui vont en s'accentuant. A l'état sauvage, c'est-à-dire non endigué artificiellement, le cours d'eau, en débordant lors d'une crue, recoupe de lui-même les méandres lorsqu'ils sont trop accentués. Le cours d'eau déborde d'autant plus fréquemment au-dessus de ses digues naturelles qu'il élève davantage son lit par le dépôt des matériaux provenant de l'érosion à l'amont. En débordant, il suit les parties les plus basses de la plaine, jusqu'à ce que celles-ci soient également surélevées par suite de l'alluvionnement progressif. Le fleuve forme ainsi des plaines à pente régulière correspondant à sa pente normale d'équilibre (voir fig. 47). Si l'on endigue un fleuve près de son embouchure, les apports de matériaux allongeront son cours. Dans le cours des temps, son lit se surélèvera donc, jusqu'à se trouver au-dessus des terrains adjacents, créant ainsi un état de chose qui peut devenir dangereux.

Les parties en érosion d'un cours d'eau ont, en général, un cours moins tortueux. Les méandres réguliers encaissés, que l'on trouve quelquefois dans les terrains d'érosion, sont presque toujours le témoignage de terrains qui, à une époque géologique antérieure, constituaient des plaines d'alluvions dans lesquelles les serpentins se sont encaissés progressivement par suite de modifications géologiques.

12° Les corrections d'un cours d'eau (endiguements, barrages, etc.) rompent son état d'équilibre. A chacune des modifications artificielles apportées au cours d'un fleuve, correspond un nouvel état d'équilibre qu'il convient d'étudier avec soin avant d'élaborer des constructions hydrauliques, sous peine de s'exposer aux plus graves mécomptes. Il est, en effet, toujours dangereux de contrecarrer les forces vives de la nature, qui sont particulièrement actives dans les cours d'eau. La connaissance exacte du régime d'un fleuve, de ses profils en travers et de son profil en long normaux, est donc nécessaire avant d'entreprendre des travaux qui en modifient le régime.

Le rétrécissement d'un fleuve par des endiguements provoque des affouillements anormaux, principalement au pied de ces digues (déchaussement), dont l'existence sera mise ainsi en danger.

Une correction laissant au cours d'eau un lit trop large occasionne des dépôts de bancs de sable nuisibles à la navigation.

Le raccourcissement du tracé d'un fleuve par une correction rectifiant les méandres, conduit toujours à un affouillement anormal du lit, qui tendra à reprendre son ancienne pente. Cet affouillement atteindra son maximum en amont de la partie corrigée, d'après la loi de l'érosion régressive.

Un barrage, qui concentre en un point la force vive qui était disponible sur tout un tronçon du fleuve, provoque des affouillements à l'aval et nécessite, en ce point du fleuve, une protection très soignée du lit. A l'amont du barrage, le lit se surélèvera, avec tendance à remblaiement complet. Un barrage de retenue crée donc un niveau de base artificiel pour la partie amont. Le maximum de dépôt d'alluvions n'aura généralement pas lieu à l'amont immédiat du barrage, mais en un point où la vitesse de

l'eau est déjà trop faible pour charrier les matériaux ; à l'amont immédiat se déposeront surtout des éléments ténus et les vases.

Cette tendance au remblaiement est toutefois limitée si des lacs, faisant office de bassins de décantation, sont interposés entre le cours supérieur du fleuve et le barrage.

13° Toutes les formules citées se basent sur un cours d'eau qui pourrait développer son lit et ses berges dans un terrain meuble ; elles ne peuvent donc être appliquées qu'avec beaucoup de prudence, puisque, en général, la résistance des berges, plus grande au-dessus du lit proprement dit, conduit, comme nous l'avons montré, à des modifications sensibles dans le profil, de sorte que les formules (par exemple $h \cdot i =$ constante dépendant du terrain) ne donneront que des résultats approximatifs. Les lois ci-dessus, qui découlent de ces formules, sont cependant confirmées dans leur ensemble par les observations.

CHAPITRE IX

TRANSPORT DES MATÉRIAUX (GALETS, GRAVIERS, SABLES) DANS UN COURS D'EAU

Mode de transport. — Les matériaux charriés par un cours d'eau proviennent de l'érosion du lit et des berges. Cette érosion a lieu, surtout en période de crues, dans le haut cours du fleuve, jusqu'au moment où il y a équilibre entre la force érosive et la résistance à l'érosion du terrain traversé. La grosseur des matériaux entraînés diminue de l'amont à l'aval avec le parcours effectué, par suite de l'usure correspondante des éléments charriés. Dans les montagnes, les gros blocs qui tombent dans le lit des torrents proviennent des deux versants des vallées. En outre, les eaux qui minent le bas des talus provoquent des éboulements ; la terre et les parties meubles sont alors enlevées facilement par les eaux, tandis que les gros blocs restent dans le lit du torrent. Là, ils se meuvent d'abord d'une manière intermittente et lente. Les crues produisent des affouillements à l'aval de ces blocs et ceux-ci finissent par basculer dans les trous ainsi formés. La succession de ces mouvements, qui se produit au moment des crues, fait rouler les blocs vers l'aval, lentement mais sûrement ; ces blocs diminuent progressivement de volume par le fait du frottement du sable et des plus petits galets qui glissent sur eux. Les pierres s'arrondissent et se polissent ainsi, en se réduisant avec le temps, jusqu'à devenir des galets, qui sont alors eux-mêmes entraînés par des crues dès que la vitesse d'eau est suffisante pour

les faire rouler sur le sol. Il y a une relation intéressante entre la grosseur des galets entraînés et la vitesse correspondante de l'eau. La vitesse nécessaire pour entraîner ces galets est d'autant plus petite que la grosseur des

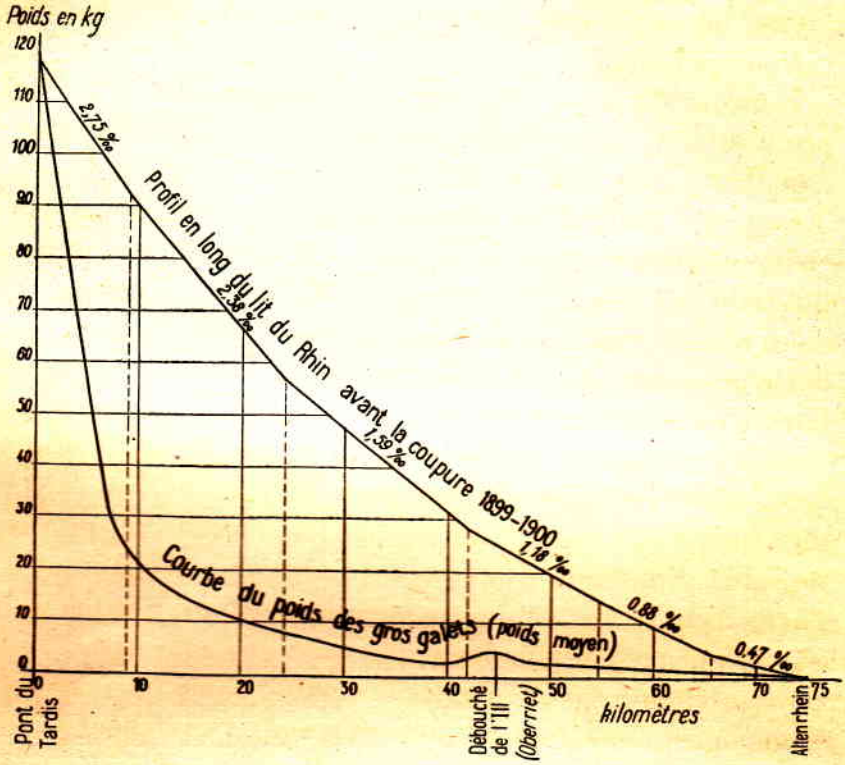


Fig. 50. — Usure des galets du Rhin, entre le Pont de Tardis et le Lac de Constance.

galets l'est elle-même. Notons que *vitesse* et *grosseur des galets* sont toutes deux des fonctions décroissantes du parcours effectué de l'amont vers l'aval.

Le temps que met ainsi une pierre à parcourir le cours d'un fleuve est naturellement extrêmement long et échappe jusqu'ici à tout calcul ; il n'a d'ailleurs pas d'intérêt pour l'ingénieur.

On a, par contre, quelques résultats intéressants sur la

relation entre l'usure des galets et le chemin parcouru. Nous donnons ci-contre (fig. 50) un graphique indiquant le poids moyen des plus gros galets du Rhin entre le Pont de Tardis et Altenrhein, près de son débouché dans le Lac de Constance, en rapport avec le profil en long du Rhin.

Ces données sont empruntées aux *Annales Suisses d'Hydrographie.*

Nous avons déjà donné les raisons pour lesquelles le profil en long d'un cours d'eau a une allure parabolique à pente croissante de l'aval vers l'amont.

Cette loi générale de formation du profil en long des rivières est précisément due, en partie, à la diminution du grain des matériaux entraînés de l'amont à l'aval.

Le transport des matériaux dans un cours d'eau ne se fait pas seulement par roulement sur le fond du lit, mais encore par suspension dans l'eau et par dissolution (chaux, terrains calcaires). D'énormes quantités de sable et de vase, qui dépassent de beaucoup le volume des galets charriés, sont ainsi entraînées par les fleuves. Les grains de sable diminuent également de grosseur de l'amont à l'aval, à cause de l'usure, mais cette usure est comparativement beaucoup plus lente que celle des galets par rapport au chemin parcouru, les grains de sable en suspension étant moins exposés au frottement et aux chocs.

La question de la suspension dans l'eau du sable et même de galets d'un assez gros volume a déjà donné lieu à bien des explications qui ne nous paraissent pas satisfaisantes. Ce phénomène est, en effet, difficilement explicable à première vue, car, sous l'influence de son poids spécifique plus grand que celui de l'eau, un grain de sable ou un caillou placé dans un cours d'eau et animé d'une certaine vitesse de translation, devrait tomber au fond. En effet, ce caillou, abandonné ainsi à la surface de l'eau, devrait décrire une trajectoire résultant de deux mouve-

ments simultanés, l'un dû à une composante horizontale égale à la vitesse d'entraînement de l'eau et l'autre dû à une composante verticale égale à la vitesse avec laquelle ce caillou tomberait dans l'eau tranquille, en négligeant l'influence des mouvements tourbillonnaires et la variation du coefficient de frottement du caillou dans l'eau avec la vitesse relative du caillou par rapport à l'eau. Si tel était le cas, le caillou ne tarderait pas à toucher le sol ; l'allure de la trajectoire serait parabolique.

On a cherché à expliquer la suspension des grains de sable ou du gravier dans l'eau par l'inégalité des vitesses dans les différentes couches du profil d'eau (Flamant, *Mécanique appliquée à l'hydraulique*). La différence de vitesse entre deux filets d'eau voisins a pour effet de rapprocher le corps en suspension du filet d'eau animé de la plus grande vitesse. Ceci est certainement juste dans *un plan horizontal* et pour un corps flottant, qui tend ainsi à gagner le filet le plus rapide (1), mais, dans *un plan vertical*, l'impulsion ascensionnelle, due à la différence de vitesse des filets d'eau, est si petite, qu'elle ne peut contrebalancer entièrement l'action de la pesanteur, en tant que celle-ci n'est pas déjà annulée par la réaction verticale correspondant au déplacement du volume d'eau du corps en suspension. Cependant, les différences de vitesses des filets (vitesses qui croissent de bas en haut suivant une courbe parabolique) favorisent certainement la suspension, surtout pour des corps de faible volume comme le sable. Par contre, elle ne peut expliquer entièrement l'entraînement de galets et de pierres d'assez gros volume qui « nagent » souvent à une certaine hauteur au-dessus du fond. Cet entraînement est causé par les mouvements tourbillonnaires de l'eau. En effet, surtout vers le fond,

(1) C'est précisément la raison pour laquelle les corps flottants transportés par une rivière suivent la ligne de plus fort courant.

où l'eau animée de la vitesse de translation trouve comme obstacle les inégalités du sol, les filets d'eau sont déviés en partie vers le haut et *cela d'autant plus que la rugosité des parois est plus accentuée et que la vitesse de l'eau est plus grande*.

Nous avons déjà vu au chapitre V que les mouvements tourbillonnaires, provenant de la rugosité des parois, avaient une grande influence sur les conditions d'écoulement (grande variation du coefficient de viscosité μ). Ces mouvements tourbillonnaires proviennent des filets d'eau qui, en frappant contre les aspérités du lit, sont déviés vers le haut.

Supposons qu'un pareil filet d'eau f (fig. 51) frappe un obstacle O (par exemple un galet). Ce filet d'eau sera

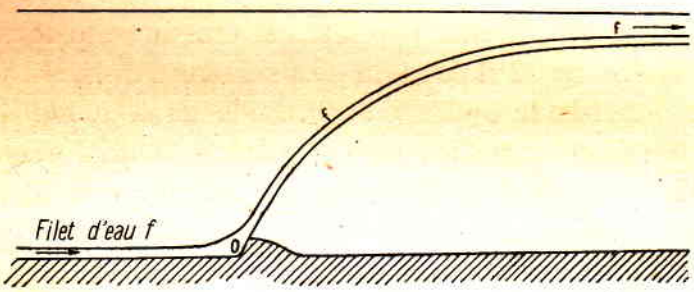
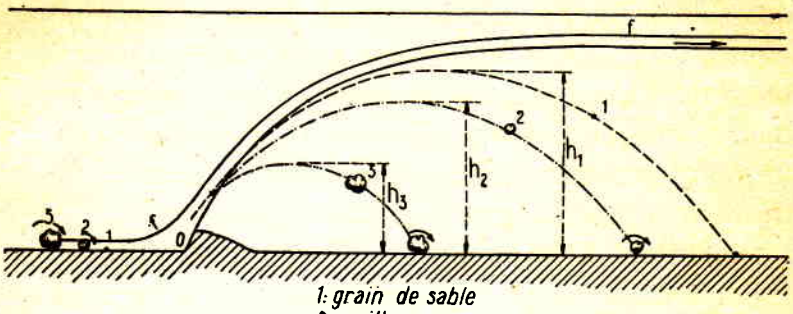


Fig. 51.

dévié vers le haut, sous l'action de deux mouvements simultanés, l'un dû à la vitesse horizontale de l'eau, l'autre dû à la vitesse de propulsion verticale. Au fur et à mesure qu'il s'élèvera, il trouvera des vitesses horizontales plus grandes et sera dévié davantage vers l'horizontale.

Si nous suivons maintenant un grain de sable, un gravier et un gros galet, qui sont successivement entraînés par ce filet d'eau, nous voyons que chacun de ces corps retombera d'autant plus vite vers le fond, sous l'action de la pesanteur (partiellement équilibrée par la réaction de

l'eau sur le corps), qu'il sera plus volumineux ; ils décriront donc chacun une trajectoire de forme parabolique, à flèche h d'autant plus grande que le corps aura un plus petit volume (voir fig. 52).



1: grain de sable
2: caillou
3: gros galet

Fig. 52.

On conçoit donc que, dans une rivière, les couches d'eau voisines de la surface contiennent moins de gravier et de sable que les couches profondes et que la grosseur des grains en suspension dans l'eau augmente de haut en bas. En dehors de ce mouvement, le charriage des galets et des graviers se fait également par roulement sur le fond de la rivière et par roulement des graviers les uns sur les autres. Il n'y a rien d'extraordinaire à ce que, au moment des crues, où l'eau est animée d'une vitesse de translation de 3 à 4 mètres par seconde, il se produise des composantes verticales de vitesse dépassant 1 mètre par seconde et suffisantes pour soulever de gros galets, comme on l'a constaté maintes fois (1).

Aux mouvements ascendants des filets d'eau, correspondent naturellement des courants descendants, et c'est cet

(1) C'est ainsi qu'on a observé, par exemple, durant la construction du barrage de Laufenbourg, sur le Rhin, que des gros galets étaient projetés jusqu'à plus de 2,50 m de hauteur au-dessus du lit de la rivière, jusque dans des ouvertures de caissons pneumatiques qui formaient obstacle au courant.

ensemble de mouvements de filets liquides qu'on nomme mouvements tourbillonnaires, dont nous avons déjà parlé au chapitre V.

Il est de grand intérêt, pour l'étude de la suspension des sables ou des graviers dans l'eau, de connaître la vitesse ascendante nécessaire pour maintenir en équilibre dans l'eau un grain de sable ou de gravier d'un diamètre déterminé. Cette vitesse est précisément égale, en un point considéré de la verticale, à la vitesse uniforme limite que prendrait ce grain en ce point si on le laissait tomber dans l'eau tranquille. Cette vitesse dépend naturellement, dans une certaine mesure, du poids de l'unité de volume du grain de sable ou de gravier. Nous donnons aux figures 53 *a* et 53 *b* cette vitesse exprimée en fonction du diamètre de grain de sable ou de gravier, d'après la formule donnée par Flamant dans son livre sur l'hydraulique, et d'après des essais faits par Bölsterli sur des grains de sable.

Dans un cours d'eau, les dépôts de graviers ne se mettent en mouvement que par les crues, lorsque l'eau a atteint une vitesse suffisante. Si le sable ténu se répartit dans l'eau assez uniformément, par contre, les galets, graviers et gros sables en suspension restent dans des couches d'autant plus profondes que leur poids est plus grand. *Une catégorie définie de matériaux s'élèvera d'autant plus que la vitesse sera plus grande et que la rugosité du fond du lit sera plus accentuée.*

Pour faire déposer les matériaux en suspension dans l'eau, il faut donc, d'une part, conduire cette eau dans des bassins tels qu'elle y acquiert une vitesse d'autant plus faible qu'on veut faire déposer le sable à grain plus fin ; il faut, d'autre part, que ces bassins aient un fond lisse et que la vitesse y soit régulière afin d'éviter, autant que possible, tout mouvement tourbillonnaire. Nous aurons

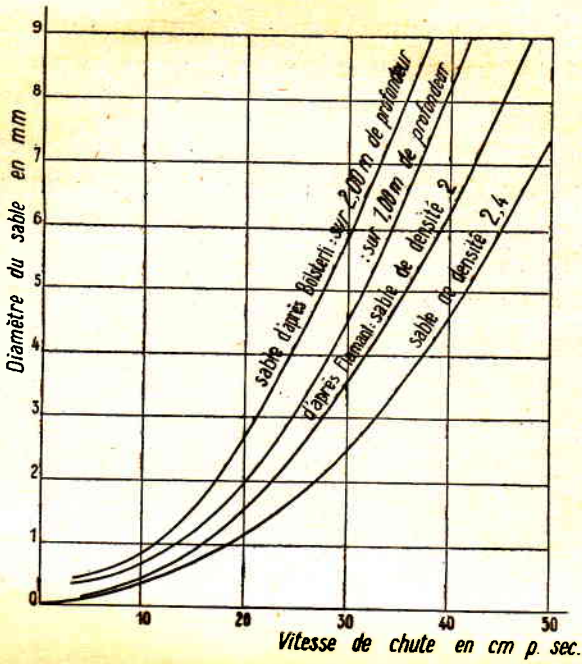


Fig. 53 *a*. — Vitesse de chute des grains de sable dans l'eau tranquille en fonction du diamètre. ***D'après M. Bölsterli, pour un même diamètre de grain de sable la vitesse décroît lorsque la profondeur d'eau augmente, ce qui tendrait à prouver que les frottements augmentent (augmentation du coefficient de viscosité) avec la profondeur.***

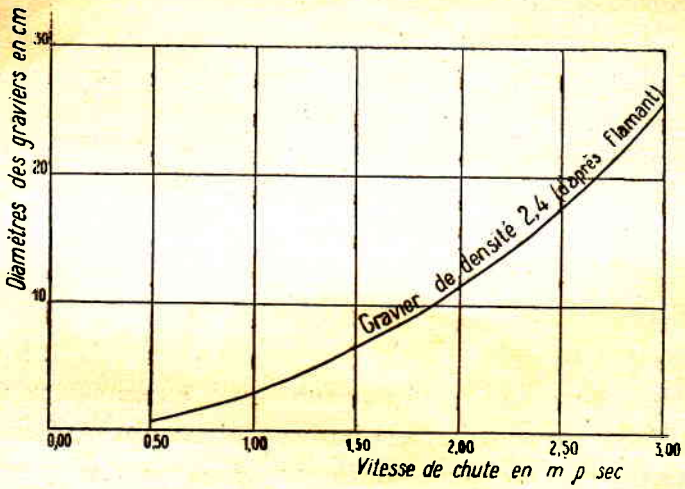


Fig. 53 *b*. — Vitesse de chute des galets dans l'eau tranquille en fonction du diamètre.

lieu de faire usage de ce principe pour la décantation de l'eau avant son entrée dans les canaux d'amenée aux usines.

Quantité de matériaux charriés par un cours d'eau. — L'évaluation de la quantité de sable en suspension dans l'eau peut se faire en prélevant de temps à autre des échantillons d'eau dans différentes parties du profil d'un cours d'eau et en pesant les matériaux déposés dans des éprouvettes. La densité des alluvions à l'état mouillé peut, en moyenne, être admise à 1,5 (Mississipi : 1,9).

Beaucoup d'expériences sur la proportion des matières en suspension ont été faites ces dernières années. Voici la proportion de sable ou sédiments contenus, en *périodes de crues*, dans quelques cours d'eau :

Cours d'eau	Grammes par litre	0/00 en poids	0/00 en volume
Arve	1,5	1,5	1
Rhône (Porte de Scex)	1,2	1,2	0,8
Durance (Martigny)	8	8	5
(Exceptionnellement)	25	25	17
Borgne (Bramois)	10	10	7
(Exceptionnellement)	30	30	20
Kander	4	4	2,7
Massa (Emissaire du Glacier d'Aletsch)	1 à 3	1 à 3	0,7 à 2
Sarine	5	5	3
Sihl	13	13	9
Garonne	1,5	1,5	1
Neste	13 à 16	13	9
Durance (Mirabeau)	11	11	7

(d'après les *Annales Suisses d'Hydrographie*).

On voit, par ces chiffres, que la quantité maximum de sable ou sédiments transportés par suspension dans l'eau, en temps de crues, varie de 1 à 10 ‰ en volume. On admettra généralement, faute d'expériences directes, le chiffre de 5 ‰ pour le volume de matières en suspen-

sion dans l'eau au moment des *hautes eaux* ; il n'est, en général, pas nécessaire de connaître ce chiffre très exactement. Avec ce coefficient de 5 ‰, un fleuve ayant un débit de 100 m³ par seconde au moment des crues, transporterait par jour 43 200 m³ de matériaux. Ce simple calcul montre toute l'importance du charriage des fleuves.

En ce qui concerne au contraire la *quantité moyenne de matériaux transportés par année* (sables et graviers) par un cours d'eau, il faut remarquer que les chiffres donnés à ce sujet par d'anciens ouvrages sont en général peu exacts, parce que l'on évaluait les moyennes d'après quelques expériences faites çà et là. Comme les quantités de matières transportées sont très variables d'une époque à l'autre, les résultats obtenus par ces moyennes étaient peu probants. Tout autrement exacts sont les résultats déduits du temps nécessaire pour combler des bassins artificiels établis sur des cours d'eau ou encore les mesures faites sur l'augmentation des deltas formés par les cours d'eau débouchant dans un lac.

Voici d'abord les résultats d'expériences directes :

Rhône (Porte de Scez)	1904 et 1905 :	0,5 gr par litre ou	
	0,5 ‰ en poids	et	0,3 ‰ en volume
Massa :	0,5 ‰ en poids	et	0,3 ‰ en volume
Arve 1890 :	0,3 ‰ en poids	et	0,2 ‰ en volume
Mississipi (bas cours) (mesures de Humphrey et Abbot) :			
	0,61 ‰ en poids (densité 1,9)	et	0,33 ‰ en volume

Voici maintenant les résultats de calculs basés sur les mesures des apports dans des lacs ou réservoirs.

Linth (Lac de Wallenstadt), 120 m³ par an et par kilomètre carré de bassin d'alimentation.

Aar (Lac de Bienne), 240 m³ par an et par kilomètre carré de bassin d'alimentation.

Rhin (Lac de Constance), 94 m³ par an et par kilomètre carré de bassin d'alimentation.

Reuss (Lac des Quatre-Cantons), 176 m³ par an et par kilomètre carré de bassin d'alimentation.

Kander (Lac de Thoune), 362 m³ par an et par kilomètre carré de bassin d'alimentation.

Ache (Lac de Constance), 104 m³ par an et par kilomètre carré de bassin d'alimentation.

Verdon, affluent de la Durance (réservoir), 100 m³ par an et par kilomètre carré de bassin d'alimentation.

Si, comme moyenne, l'on admet que le débit par an de ces cours d'eau correspond à une hauteur d'eau de 1 m par kilomètre carré de bassin et par année, à un apport annuel de 100 m³ de sédiments par kilomètre carré de bassin correspond une teneur de 0,1 ‰. On voit donc, d'après les chiffres ci-dessus, que l'*apport moyen* en volume des matériaux charriés varie relativement peu, soit entre 0,1 et 0,2 ‰. (Nous ne tenons pas compte, ici, de la Kander et de l'Aar, dont les apports sont anormaux, par suite des corrections qui ont raccourci leurs tracés et ont conduit à des affouillements extraordinaires et par conséquent à une augmentation des déblais charriés).

D'après les chiffres ci-dessus, la diminution annuelle de l'altitude du sol du bassin d'un fleuve, par suite de l'érosion dont les produits sont entraînés par les eaux de ruissellement, serait donc en moyenne de 0,1 à 0,2 mm. Cette usure est naturellement répartie tout à fait inégalement sur la surface du bassin, nulle (ou même négative en cas d'alluvions) à certains endroits, très forte à d'autres.

Influence du charriage des graviers, du sable et de la vase sur les lois de l'écoulement. — L'influence du charriage *des graviers et du sable* sur les lois de l'écoulement n'a pas

encore été bien étudiée, mais il est clair qu'une certaine partie de la puissance disponible (débit multiplié par la chute) étant absorbée pour ce transport et pour l'usure des matériaux, toutes choses égales d'ailleurs, la vitesse, et par suite le débit, doivent diminuer légèrement lorsque la quantité de matières charriées devient plus importante. Ce fait a d'ailleurs été constaté (1). Par les crues, où le transport des alluvions est le plus considérable, la vitesse du courant est moindre que si l'eau était claire.

Lorsqu'au contraire, l'eau ne contient que *de la vase*, qui augmente sa densité sans augmenter les frottements intérieurs, la puissance disponible doit augmenter. Ce fait expliquerait pourquoi Humphrey et Abbot, dans leurs mesures sur le Mississipi, ont trouvé que, pour un même niveau d'eau de ce fleuve, le débit était, en période de crue, sensiblement plus grand qu'en période de baisse. En période de crue, le fleuve transporte toujours plus de sédiments car, en élevant son niveau, il entraîne la vase qui s'est amassée le long des berges et dans les bras du lit majeur ; au bout de quelque temps, les apports diminuent, et en période de baisse, l'eau contient moins de vase. La vase présente en général un coefficient de frottement faible et facilite ainsi beaucoup l'écoulement de l'eau le long des parois.

(1) La vitesse du courant croit lorsque le débit augmente. Lorsque cette vitesse atteint une certaine valeur, le charriage des galets commence ; il s'ensuit que, si l'on trace, pour un profil en travers d'un fleuve, la courbe donnant K en fonction de R (voir Chap. V), on reconnait que cette courbe a une inflexion au point correspondant à cette vitesse-limite.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE X

FORMATION DE LA GLACE ; CHARRIAGE DE CELLE-CI DANS LES COURS D'EAU.

Formation de la glace dans les réservoirs ou lacs. — La densité de l'eau varie avec la température, comme le montre le tableau suivant :

Densité de l'eau	à	$0^0 = 0{,}99987$
—	—	$2^0 = 0{,}99997$
—	—	$4^0 = 1{,}00000$
—	—	$6^0 = 0{,}99997$
—	—	$8^0 = 0{,}99988$
—	—	$10^0 = 0{,}99973$
—	—	$12^0 = 0{,}99953$
—	—	$14^0 = 0{,}99928$
—	—	$16^0 = 0{,}99898$
—	—	$18^0 = 0{,}99863$
—	—	$20^0 = 0{,}99824$

Comme on le voit, l'eau a sa densité maximum à une température de 4° centigrades. Dès que, au contact de l'air froid, les molécules, d'eau qui se trouvent à la surface ont atteint cette densité, elles s'abaissent pour faire place à d'autres molécules, qui se refroidiront également et s'abaisseront à leur tour et ainsi de suite, jusqu'à ce que toute l'eau du réservoir ou du lac ait atteint la température de 4°. Ce n'est qu'à partir de ce moment que la température de la couche d'eau superficielle peut baisser à 0° et qu'une couche de glace commence à se former.

On conçoit que plus le lac est profond, plus il faut de temps pour que cette opération s'effectue ; toutes choses égales d'ailleurs, c'est l'intensité du froid et la profondeur de l'eau qui régleront le temps nécessaire à sa congélation. C'est ainsi que les lacs de plaine ne gèlent, en hiver,

que par des froids très prolongés, et souvent pas du tout s'ils sont assez profonds. Dans la montagne, au contraire, où la durée et l'intensité du froid sont plus grandes, les lacs gèlent en général régulièrement toutes les années, à moins qu'ils ne soient alimentés par des sources tempérées.

(Altitude 2.230 m.).

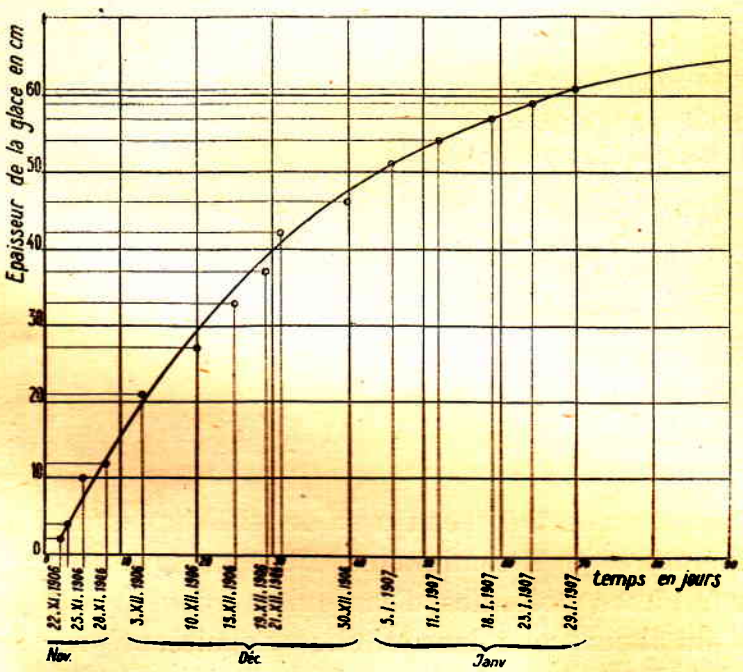


Fig. 54. — Formation d'une couche de glace au lac Bianco (Grisons).

En outre, plus un lac est profond, plus la chaleur du sol qui se communique à l'eau tend à contrebalancer l'influence du froid à la surface. Sitôt que le lac est gelé, l'action de l'air froid diminue et cela d'autant plus que la couche de glace devient plus épaisse et qu'il y a plus de neige déposée à sa surface. L'épaisseur de la glace sous cette couche protectrice augmente alors toujours plus lentement (comme le montre l'exemple ci-dessus pour le lac Bianco) (fig. 54) et finit par s'arrêter complètement lors-

qu'il y a équilibre entre la chaleur que les parois du lac communiquent à l'eau et le froid venu de l'extérieur ; ce froid ne se transmet que difficilement à travers les couches isolantes de neige et de glace. Dans les lacs de montagne situés à des altitudes voisines de 2 000 m (lacs utilisés pour des installations hydro-électriques), on a constaté que la température minimum restait très voisine de 3 à 4° centigrades, tout au moins dans les couches inférieures ; autrement dit, dès qu'une couche de glace d'une certaine épaisseur est formée, le refroidissement des parties inférieures du lac cesse presque complètement.

Par suite de cette action protectrice des parois, l'eau peut même se réchauffer un peu, lorsque l'épaisseur de la glace est assez grande et que le froid diminue. Cette épaisseur de la glace atteint généralement 0,60 m à 1 m. Voici quelques données à titre d'exemple :

1° OBSERVATIONS FAITES SUR DES LACS DES PYRÉNÉES, COTÉ ESPAGNOL (INSTALLATION DE CAPDELLA)

1er février 1915	Altitude en m	Epaisseurs en m		
		Glace	Neige fondante	Neige
Lacs : Estangento . .	2 029	0,60	0,60	0,60
			1,20	
Fossé . . . (Surface balayée par le vent)	2 118	0,75	0	0
			0	
Tort	2 176	0,60	0,60	0,40
			1,00	
Colomino . . .	2 309	0,60	0,60	0,40
			1,00	
Mar	2 320	0,60	0,60	0,40
			1,00	

2° OBSERVATIONS FAITES SUR LES LACS DE L'INSTALLATION BRUSIO (ALPES SUISSES, VERSANT SUD)

	Altitude en m	Epaisseurs en m		
		Glace	Neige fondante	Neige
Lacs : Bianco . . . (hiver 1906-1907)	2 234	0,61	0,27	0,22
			0,49	
delle Scala . . (hiver 1905-1906)	2 229	0,87	0,47	

On voit, par le premier tableau, que l'épaisseur de la couche de glace sur différents lacs du versant sud des Pyrénées était la même (0,60 m) à la même date, indépendamment des légères différences d'altitude et de profondeur des lacs (cette profondeur varie de 20 à 70 m). **Sur l'un des lacs, où le vent avait balayé la couche protectrice de neige, l'épaisseur de glace était de 0,15 m plus grande (Lac Fossé).**

Les installations hydro-électriques, dont la prise d'eau est faite dans les couches profondes d'un lac, même à une altitude très élevée, sont donc celles qui sont le moins exposées aux divers dangers et inconvénients du gel, pourvu que les canaux et tuyaux amenant l'eau aux turbines soient bien protégés contre l'action du froid et particulièrement du vent.

La glace qui se forme dans un vase clos exerce sur les parois de ce vase, du fait de l'augmentation de volume, une pression considérable. On peut se demander quelle est la poussée qu'exerce la glace contre des barrages-réservoirs. Comme la pratique l'a d'ailleurs montré, cette poussée ne peut être que faible et voici pourquoi :

La formation de la glace ne s'effectue pas dans un lac

comme dans un vase clos, la glace se forme lentement et, au fur et à mesure de sa formation, l'augmentation de volume se traduit par une légère surélévation du niveau, sans action importante sur les côtés.

Il ne se produit pas non plus d'effort de dilatation de la glace sous l'effet d'une élévation de température, puisque la glace s'est formée à 0°, température à laquelle elle occupe le volume maximum ; par contre, on constate parfois qu'un abaissement subit de température (au-dessous de zéro), provoque, *dans les très grands lacs,* des fentes de température, du fait de la contraction de la glace.

Si l'eau gèle dans ces fentes et que la température monte ensuite à 0°, il peut se former une certaine poussée par suite de la dilatation de la glace, mais cette poussée est pratiquement assez faible, parce que la glace repose sur l'eau dont la température reste voisine de 0° et tend ainsi à régulariser celle de la glace. En tout cas, il ne semble pas que l'on ait constaté, dans les nombreux ouvrages barrant des lacs, de poussées notables dues à la dilatation de la glace et cela s'explique par les raisons que nous avons exposées ci-dessus. D'ailleurs la glace devant en quelque sorte être considérée comme malléable sous une pression lente et continue (voir chap. XI), les pressions ne se transmettent pas comme dans un solide.

Formation de la glace dans un cours d'eau. — Dans un cours d'eau, il peut, suivant les cas, se former trois sortes de glaces :

1° La glace de surface (Oberflæcheneis en allemand, sheet-ice en anglais) ;

2° Le sorbet ou cristaux de glace, d'aspect neigeux,

réparti dans toute l'eau (Sulz en allemand, frazil-ice en anglais);

3° La glace de fond (Grundeis en allemand, ground-ice ou anchor-ice en anglais).

Si l'on peut faire ces distinctions quant à l'état dans lequel on trouve la glace dans les fleuves, on ne peut pas faire aussi facilement la même distinction au point de vue de la formation de ces différentes espèces de glaces. Bien des théories à ce sujet ont été émises à la suite d'observations et d'essais. Ce sont les expériences de M. Lokhtine sur les fleuves russes qui sont certainement les plus concluantes ; elles permettent d'expliquer la formation de la glace, dans ces différents états, de la manière suivante :

Si nous considérons un cours d'eau, nous avons, d'une part, à sa surface, l'air qui refroidit les couches superficielles de l'eau, et, d'autre part, les parois qui réchauffent les couches en contact avec elles. Dans *l'eau tranquille*, par suite des différences de densité, les couches inférieures remontent, comme nous l'avons vu, les couches supérieures descendent jusqu'à ce que toute l'eau ait atteint 4°, température correspondant à la densité maximum de l'eau. La couche superficielle, à partir de ce moment, reste en contact avec l'air ; des petits cristaux commencent à se former et se réunissent bientôt en une couche compacte.

Lorsque l'eau est *animée d'une certaine vitesse*, d'une part, les frottements intérieurs tendent à la réchauffer — mais ce réchauffement est trop faible pour jouer un grand rôle — d'autre part, le mouvement de l'eau empêche les cristaux de se souder en une masse compacte et cela d'autant plus que le mouvement est plus violent. Comme nous l'avons vu, toute rivière ou fleuve est animé de mouvements tourbillonnaires (voir chap. V et IX). Des filets liquides sont projetés vers le haut et il est clair que

d'autres filets doivent être aspirés par compensation vers le bas. Ces mouvements tourbillonnaires produisent un mélange de l'eau et activent donc la formation de cristaux, mais ces cristaux, au lieu de se souder en une couche compacte, se mélangent à l'eau qui paraît alors comme imbibée de neige. C'est ce qu'on appelle *le sorbet.* Pour qu'il se forme, il est nécessaire que l'eau soit en mouvement. Les expériences de M. Lokhtine à ce sujet sont concluantes.

Un récipient fermé contenant de l'eau de la rivière, fut descendu dans celle-ci: l'eau du récipient ne gela pas, alors qu'à l'extérieur, l'eau de la rivière était remplie de glace en sorbet. Ces expériences ont aussi montré que les cristaux de glace se déposent de préférence sur les corps solides plongés dans l'eau. On conçoit, pour cette raison, que les sables et les graviers en suspension dans l'eau se couvrent de glace et que le sorbet se forme également sur le fond de la rivière où il constitue *la glace de fond.* Celle-ci commence par adhérer et, lorsqu'elle a atteint un assez gros volume, elle se soulève par suite de sa moindre densité et vient à la surface. On trouve ainsi souvent des blocs de glace mélangée de sable et de graviers.

La formation de la glace en sorbet et de la glace de fond, d'ailleurs de même origine, cesse lorsque la rivière se couvre d'une couche de glace qui la protège contre l'action de l'air extérieur ; par contre, on comprend que le vent la favorise. Lorsque le courant n'est pas trop fort, les cristaux superficiels finissent par se souder en une couche de glace. Cette couche de glace constituera toujours la meilleure protection contre la formation du sorbet.

Dans les deux cas, celui d'un cours d'eau tranquille à glace superficielle ou celui d'un cours d'eau agité et con-

tenant de la glace en sorbet, c'est la couche d'air en contact avec l'eau qui refroidit celle-ci, tandis que les parois la réchauffent. On conçoit alors que, lorsqu'une couche de glace superficielle commence à se former, l'action de l'air froid, qui doit se transmettre à travers la glace, soit amoindrie. La quantité de glace formée dans un cours d'eau déjà couvert d'une couche superficielle de glace sera donc plus faible que lorsque l'eau est à l'air libre ; dans les deux cas elle augmentera avec l'intensité du vent.

Il est des rivières où la glace en sorbet et la glace de fond se forment très souvent, d'autres, comme le Rhin et le Rhône, qui sortent de lacs, où elle est très rare, ces lacs constituant des volants de chaleur et régularisant la température de l'eau.

La glace en sorbet constitue un gros inconvénient dans l'exploitation d'une usine hydro-électrique et peut causer de grandes perturbations.

Les glaçons du sorbet venant en contact avec les grilles y adhèrent, se soudent et forment rapidement des amas de glace qu'il est impossible d'éliminer. On ne peut naturellement pas réchauffer toute l'eau au point de fondre les glaçons, mais il suffit, pour empêcher la glace d'adhérer aux grilles, de les réchauffer légèrement (1). Quant aux turbines, lorsque leurs canaux sont assez larges, elles laissent passer la glace en sorbet, pourvu qu'elle ne soit pas en trop grande proportion dans l'eau.

(1) Le réchauffement de la grille par l'électricité a été pratiqué avec succès en Suède, par exemple dans l'usine de Kykkelstrud où l'on a employé une puissance d'environ 0,65 kilowatt par mètre carré de grille, l'eau y passant avec une vitesse de 0,85 m par seconde.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE XI

MÉCANISME DES GLACIERS

Le mouvement des masses glaciaires constitue un problème très complexe, sur lequel bien des théories ont été émises. On est d'accord aujourd'hui pour reconnaître qu'il n'est dû qu'à la pesanteur, dont l'action se transmet, grâce à la plasticité de la glace, dans tous les sens au sein de la masse glaciaire, mais nous n'avons trouvé aucun ouvrage donnant une théorie raisonnée du mouvement des glaciers. Celle que nous exposons ici est nouvelle et explique, croyons-nous, bien des phénomènes de l'érosion glaciaire, qui a joué un rôle si important dans la formation du relief de nos régions.

Classification des glaciers. — De même que les rivières servent d'écoulement à l'eau, les glaciers servent d'écoulement aux neiges tombées à de hautes altitudes ou dans les régions polaires, et empêchent ces neiges de s'accumuler à des hauteurs infinies

On distingue deux catégories de glaciers : *les glaciers régionaux*, qui servent d'écoulement aux neiges tombées dans les hautes altitudes de nos régions ; *les glaciers continentaux ou arctiques*, qui couvrent les continents polaires.

Un glacier prend fin à son extrémité par la fusion ou dissipation de la glace, lorsque celle-ci arrive dans des régions dont la température est supérieure à 0°. Pour le glacier, on nomme ce phénomène l'*ablation* du glacier.

Mais un glacier peut aussi prendre fin par une chute de la glace, par exemple, lorsque les glaciers des continents polaires viennent se déverser dans la mer ou lorsqu'un glacier de nos régions se termine par une cataracte de glace (glacier du Rhône). Dans ce dernier cas, les morceaux de glace peuvent reformer plus bas un nouveau glacier appelé *glacier régénéré*.

Définition des différentes parties d'un glacier. — On distingue dans l'appareil glaciaire de nos régions : *le bassin d'alimentation*, appelé aussi *collecteur*, dans lequel s'accumule la neige tombée, et *le glacier proprement dit (dissipateur)*, qui sert d'écoulement et où se produit la fusion ou dissipation, l'*ablation* de la glace (voir fig. 55).

Le bassin d'alimentation est limité par la crête des montagnes qui s'étagent à l'entour des champs de neige ou névés recouvrant les pentes, généralement douces, des hautes vallées. Les névés sont souvent développés en forme de cirque, que surplombent des pics élevés, tantôt recouverts de calottes de neige et de glace, tantôt à arêtes vives et abruptes, où la neige n'a pas pu s'entasser. De ces sommets, la neige s'écoule sur les névés, soit lentement en glissant sur les pentes jusqu'au pourtour du névé sur lequel ses talus s'appuient, soit d'une manière intermittente et rapide, sous forme d'*avalanches*.

Les névés présentent généralement une faible pente vers la vallée ; la neige accumulée s'y comprime ; les couches inférieures, sous la pression des masses supérieures, deviennent de la glace plastique. Il en résulte que le névé est animé d'un lent mouvement vers l'aval et il se sépare ainsi des parois de rochers ou de glace qui l'entourent. La fente ainsi formée se nomme *rimaye* ; le plus souvent, elle n'existe qu'à l'état intermittent, se remplissant de neige pour se reformer ensuite.

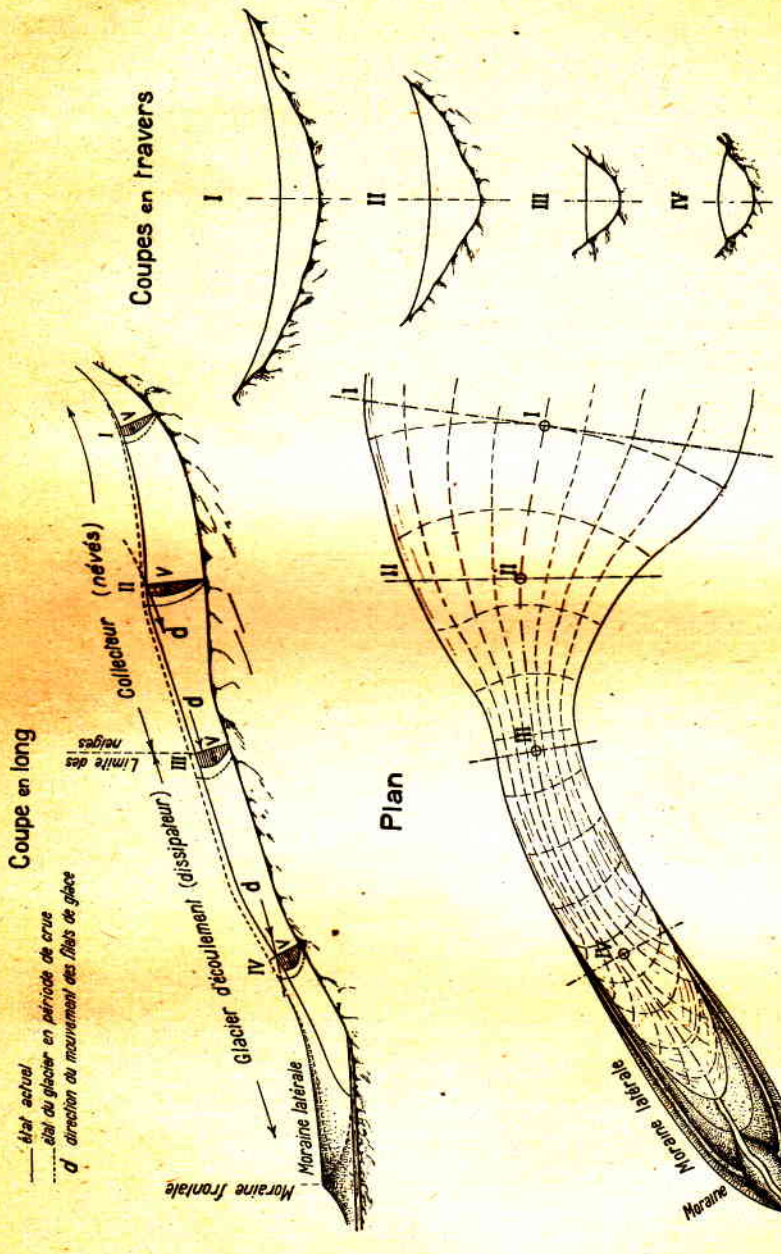


Fig. 55. — Schéma d'un glacier.

Le névé présente une surface légèrement concave, la venue de la neige se faisant par les côtés. Il descend en pente douce vers la vallée, dans laquelle il débouche en se rétrécissant pour former le *glacier proprement dit* ou *dissipateur*. Celui-ci est encore couvert de neige dans sa partie supérieure, puis est à découvert en été, à partir du point où la chaleur solaire est suffisante pour fondre la neige (limite des neiges); la glace, en cet endroit, présente des courbes de niveau en lignes presque droites. La surface du glacier se bombe ensuite légèrement, à partir du point où il entre dans les régions inférieures plus chaudes et où commence son *ablation*. Il se termine en une langue de glace, d'où s'échappe en tunnel le *torrent* qui recueille ses eaux. Ce torrent coule sous tout le glacier et rassemble les eaux d'infiltration provenant du dégel; ces eaux descendent par les fissures imperceptibles et les fentes qui se trouvent dans la masse de glace et qui permettent ainsi à l'eau de s'écouler à travers le glacier.

Dans son mouvement de glissement sur le sol, le glacier polit la roche en ramenant vers l'aval les débris qu'il lui arrache et la boue formée par les produits de l'usure mélangés aux eaux d'infiltration. Cette boue est entraînée par ces eaux dans le torrent qui coule sous le glacier.

La vase et les pierres amenées sur le lit du glacier constituent la *moraine de fond*. Les pierres encastrées dans la glace, qui, par suite du glissement, rabotent le sol, portent des stries parallèles caractéristiques, que l'on retrouve également sur les roches polies du lit du glacier.

Outre les matériaux que le glacier charrie sur son lit, il transporte également les pierres qui tombent des pierriers sur ses bords et forment les *moraines latérales*. Une partie de ces pierres est entraînée sur le glacier (*moraines*

mouvantes) et vient se déposer à son extrémité, où elle forme deux remparts à arêtes vives (*moraines latérales déposées*). Lorsqu'un glacier affluent se joint au glacier principal, la réunion de l'une de ses moraines latérales à celle du glacier principal qui lui est adjacente, se continue en longue ligne sur le glacier et forme une *moraine médiane*.

A l'extrémité du glacier, le produit de la moraine de fond s'accumule en une *moraine frontale*, qui est poussée en avant lorsque le glacier avance. A l'arrière de cette moraine frontale, il se forme, lorsque le glacier se retire, un bassin qui donne souvent naissance à un lac.

Les gros blocs de rochers qui tombent des parois dominant le glacier sont transportés par celui-ci, pour ainsi dire intacts, jusqu'à son extrémité, où ils sont déposés sur terre ferme.

Ces blocs, dits *blocs erratiques*, les moraines latérales, les roches polies striées qu'on retrouve bien en aval des régions glaciaires actuelles, sont autant de témoins certains du développement énorme que les glaciers ont eu à une époque géologique antérieure.

Aspects du glacier. — Le glacier nous apparaît sous les formes les plus variées : calottes de glace couvrant les sommets des montagnes et descendant en pentes ou parois abruptes, grands champs de neige à faible inclinaison constituant les névés, puis glaciers s'écoulant dans les vallées en longs rubans formant quelquefois de véritables cascades de glace. Sous toutes ces formes, la glace est animée d'un mouvement continu vers la vallée, mais son mouvement est si lent qu'elle nous paraît immobile, tout en ayant, de par sa forme et sa structure, l'apparence du mouvement : c'est comme un large fleuve avec ses cascades, ses vagues et ses remous qui aurait été brusquement figé.

La lenteur du mouvement du glacier s'explique par la nature même de la masse qui le compose. La glace paraît cassante à la surface, bien qu'elle soit en réalité malléable sous des efforts prolongés ; à plus grande profondeur, elle devient même plastique, mais d'une plasticité dans laquelle les efforts ne se *transmettent qu'avec une extrême lenteur*.

Pour pouvoir comprendre les différentes formes du mouvement des glaciers, il faut d'abord étudier les propriétés diverses de la glace dans ses différents états.

Propriétés de la glace. — La neige se compose de petits cristaux de glace réunis en flocons de grosseurs variables. Tassée, son poids spécifique est de 0,40 à 0,60. Plus l'épaisseur de la neige est grande, plus elle se comprime pour se changer finalement en glace qui contient une forte proportion d'air. La glace formée par la neige a un poids spécifique de 0,90 à 0,92.

L'expérience a montré que la glace, sous une très forte pression, comme on ne la rencontre pas dans la nature, devient liquide. Le point de fusion de la glace s'abaisse de 0,0075° pour chaque 10 m de pression d'eau.

La glace constitue un isolant excellent contre le passage de la chaleur ou du froid, comme on l'a constaté dans les lacs de haute altitude. L'épaisseur de la glace y atteint une limite maximum d'environ 0,70 à 1 m, à partir de laquelle la gelée cesse, l'action du froid ne pénétrant plus jusqu'à l'eau (voir fig. 54, chap. X). Il s'ensuit que, déjà à une faible profondeur dans les glaciers, la température reste invariable, à environ 0°, jusqu'au sol sur lequel le glacier repose (1). Là, sous l'influence relative de la

(1) L'expérience a montré qu'en réalité la température du glacier baisse légèrement au-dessous de 0°, pour correspondre toujours au point de fusion de la glace sous la pression des couches supérieures.

chaleur du sol et du travail de frottement de glissement du glacier, et enfin par suite des infiltrations d'eau, il se forme une légère couche liquide qui, mélangée aux produits de l'érosion, donne une boue vaseuse ; cette boue facilite certainement beaucoup le glissement.

La glace a un coefficient de dilatation de 0,000051 par degré centigrade.

L'effort de rupture à la tension de la glace est de 7 à 8 kg par centimètre carré. L'effort de rupture à la compression est de 22 kg par centimètre carré, ce qui correspond à une pression de 240 m de hauteur de glace. Si l'on pousse la compression de la glace au delà, elle se sépare en petits cristaux et doit être assimilée à une masse semi-plastique qui, sous l'influence de la compression, aura tendance à s'étaler. Cette plasticité permettra au glacier de passer d'un profil à l'autre sans fissures, mais, même à une pression moindre, la glace doit être considérée comme malléable sous une pression lente et prolongée, et cela d'autant plus que sa température sera plus rapprochée du point de fusion.

On peut vérifier cette propriété par l'expérience suivante:

Si l'on pose un glaçon horizontalement sur deux appuis, dans une atmosphère voisine de 0°, on constate au bout de quelques jours, que le glaçon s'est courbé sous l'action de son propre poids. La courbure de la glace, que l'on peut ainsi *obtenir sous une pression faible mais prolongée*, a un rayon plus petit que les déformations se présentant en général dans la masse du glacier.

La glace, sous un effort *très prolongé*, partage cette propriété avec les métaux *malléables*. Cette propriété, à un degré plus ou moins grand, est d'ailleurs commune à tous les corps (1), et les géologues admettent que les couches de

(1) On a constaté, dans d'anciens arsenaux, que les boulets de plomb, qui étaient restés en magasin pendant plus d'un siècle, s'étaient aplatis.

rochers ont pu être ainsi courbées sans cassure sous des efforts très grands et de siècles de durée. *Les mouvements de la glace sous un effort très prolongé peuvent donc être assimilés, comme résultat, à ceux que prendrait une masse plastique et même semi-fluide en beaucoup moins de temps.*

L'effort nécessaire pour faire passer la glace d'un profil à l'autre est d'autant plus faible qu'il est prolongé. En outre, plus la pression est forte, plus la glace devient malléable, même plastique, et plus la résistance au déplacement, ou force de frottement, devient petite. Cela explique que l'angle sous lequel se meut une masse de glace est d'autant plus petit que l'épaisseur de la masse de glace est plus grande.

Lorsque des fissures se produisent dans la glace, par suite d'efforts de tension, ou bien lorsque la glace, sous des efforts dépassant la charge de rupture à la compression, se sépare en petits cristaux et s'adapte ainsi à toutes les formes, ces morceaux, sous l'influence de nouvelles poussées, se refondent de nouveau en un bloc de glace. Ce phénomène, qu'on nomme *regélation*, se constate facilement en rapprochant et appuyant l'un contre l'autre deux morceaux de glace, qui se soudent ensemble sous l'influence de la pression exercée. Ainsi, le glacier peut se décomposer en séracs là où il descend en cascades et se reconstituer ensuite en une masse compacte, grâce à la regélation, aux endroits où, sur une pente plus faible, il subit de nouveau la pression des masses venant de l'amont.

Ces propriétés de la neige et de la glace étant ainsi connues, examinons les différentes conditions de mouvement dans lesquelles elles peuvent se trouver.

Mouvements de la neige. Avalanches. — Lorsque la neige s'entasse sur des pentes rapides, elle se maintient en

équilibre suivant un angle qui varie de 30 à 40° et qui correspond au talus naturel qu'elle est susceptible de prendre. Une cause accidentelle, par exemple la chute d'une pierre, le vent, peut suffire pour rompre cet équilibre et il se forme alors un premier glissement qui entraîne à sa suite une masse toujours plus grande de neige, formant une *avalanche*.

On distingue deux sortes d'avalanches. La première est superficielle et se compose d'une couche de neige poudreuse glissant sur une couche durcie. C'est ce qu'on appelle l'*avalanche de surface*. La seconde espèce est ce qu'on appelle l'*avalanche de fond*. Cette dernière se forme lorsque la neige, par suite de la chaleur, s'imbibe d'eau, comme c'est le fait au printemps, ou sous l'influence d'un vent chaud ; la consistance de la neige change et cette dernière glisse avec une pente plus faible que lorsqu'elle est sèche. Il se forme alors des avalanches partout où la pente du sol est supérieure à la pente limite d'équilibre de la neige imbibée d'eau. Les avalanches de fond sont donc une conséquence naturelle de la période de fonte des neiges. Au moment où l'avalanche s'arrête, la neige se comprime de telle manière qu'elle se solidifie pour ainsi dire instantanément.

L'ingénieur qui construit des installations dans la montagne doit avoir grand soin d'éviter, dans le choix des emplacements pour ses constructions, les endroits exposés aux avalanches.

Glaciers se mouvant accidentellement sur une forte pente. — Considérons d'abord une couche de neige tassée, d'une épaisseur telle qu'elle forme un bloc de glace, et admettons que ce bloc ne soit pas retenu sur les côtés.

Il existe, pour chaque nature de roche, une pente pour laquelle cette glace commence à glisser ; on nomme cette

pente, tg φ, la pente de glissement ou pente limite d'équilibre (tg φ = coefficient de frottement de la glace sur le rocher). Si le rocher a une température inférieure à 0°, la glace peut y adhérer et le frottement se trouve considérablement augmenté. On trouve ainsi des *glaciers suspendus* à des rochers, dont la pente dépasse de beaucoup la pente limite d'équilibre de la glace sur le rocher. La glace de ces glaciers, formant bloc, peut aussi s'encastrer dans une paroi présentant des aspérités.

La formation de pareils glaciers suspendus est favorisée par le fait que la chaleur du sol à une grande altitude n'est plus suffisante pour fondre la glace, qui adhère, au contraire, aux parois dont la température reste inférieure à 0°. En été, ces parois se réchauffent parfois suffisamment, surtout lorsque la partie inférieure est exposée aux rayons du soleil, et il se forme alors des cascades de glace.

Ces masses de glace suspendues peuvent aussi, par l'amoncellement de couches toujours nouvelles de neige, se rompre tout d'un coup ou successivement en grandes masses glissant vers la vallée.

Théorie des glaciers se mouvant régulièrement sur une pente. — Si un glacier de *faible épaisseur* se mouvant sur une pente peut être considéré comme un *corps solide* glissant sur un plan incliné, par contre, un glacier de *grande épaisseur se mouvant sur une surface horizontale ou peu inclinée, doit être assimilé à une masse plastique s'étalant sous la pression comme une bouillie, mais avec une très grande lenteur,* par suite des propriétés de la glace.

Ce qui complique le problème de ce mouvement, c'est que la *plasticité* de la glace varie :

1° avec la température,

2° avec la pression (épaisseur du glacier),

3° avec la *durée* de la pression.

En ce qui concerne la température dans le glacier, on peut admettre qu'elle est à peu près constante, voisine du point de fusion de la glace, comme nous l'avons exposé plus haut.

Pressions horizontales à l'intérieur d'un bloc de glace. — Pour nous rendre compte des conditions de mouvement de la glace, considérons en premier lieu un glacier de profondeur h et de largeur infinie, reposant sur une surface horizontale, et cherchons quelle est la répartition des pressions horizontales sur un plan vertical traversant le glacier. Dans ce plan vertical, considérons un rectangle ABCD de largeur AD égale à l'unité et de hauteur AB

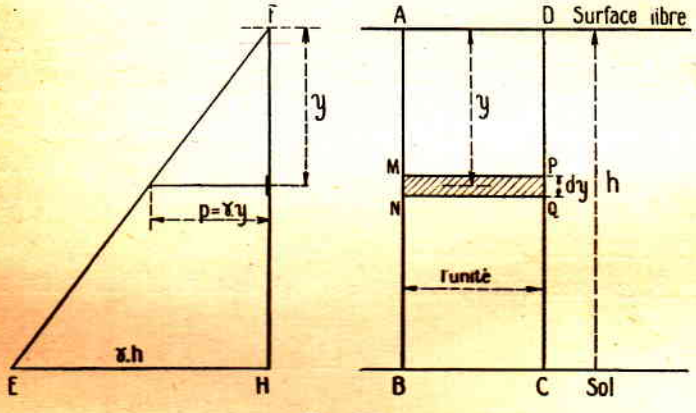


Fig. 56.

égale à la profondeur h du glacier (fig. 56). Considérons, dans ce rectangle, un élément de surface MNPQ de hauteur dy ; soit y la distance de cet élément à la surface libre du glacier. Cherchons quelle est la pression horizontale p par unité de surface en un point de l'élément MNPQ et quelle est la pression résultante P sur la surface totale ABCD.

1° *Si la masse était liquide et parfaitement fluide*, la

pression *horizontale* p par unité de surface serait, d'après la formule fondamentale de l'hydrostatique, en un point situé à une distance y de la surface libre :

$$p = \gamma \cdot y \ (1)$$

γ étant le poids spécifique de la masse liquide.

La pression élémentaire sur l'élément de surface MNPQ de largeur égale à l'unité et de hauteur dy serait donc :

$$d\mathrm{P} = \gamma \cdot y \cdot dy$$

et la pression horizontale résultante sur la surface totale ABCD :

$$\mathrm{P} = \int_0^h \gamma \cdot y \cdot dy \cdot = \frac{h^2}{2} \cdot \gamma$$

Cette pression horizontale résultante (2) est représentée par l'aire du triangle rectangle FEH, dans lequel la base EH représente la pression $\gamma . h$ par unité de surface au point B et l'autre côté de l'angle droit FH, la hauteur h. Pour chaque profondeur y, l'aire du triangle correspondant donne la pression P correspondante.

2° *Pour un solide*, les pressions *horizontales* sont nulles donc :

$$d\mathrm{P} = 0$$

et

$$\mathrm{P} = 0.$$

3° *Pour le glacier*, la pression *horizontale* en un point quelconque et par conséquent la pression horizontale totale correspondant à une hauteur y, est comprise entre ces deux limites, corps solide et masse liquide.

(1) Si y est évalué en mètre, γ en kilogramme par mètre cube, p sera exprimé en kilogramme par mètre carré.

(2) Cette pression horizontale résultante est appliquée au centre de pression, situé dans le cas considéré sur l'axe de symétrie vertical du rectangle et aux 2/3 de la hauteur à partir de la surface libre.

La glace est, en effet, un corps solide à la surface, puis de plus en plus plastique, jusqu'à devenir liquide sous une très forte pression, c'est-à-dire sous une très grande épaisseur.

Dans ces conditions, la pression horizontale par unité de surface sera $p = \gamma . y$ pour la pression de liquéfaction, donc voisine de cette valeur dans les parties profondes du glacier ; elle sera, au contraire, voisine de zéro dans les couches supérieures du glacier, où la glace peut être considérée comme une masse solide.

La courbe $p(y)$, (fig. 57), donnant pour la glace les valeurs de p en fonction de la profondeur y, sera donc

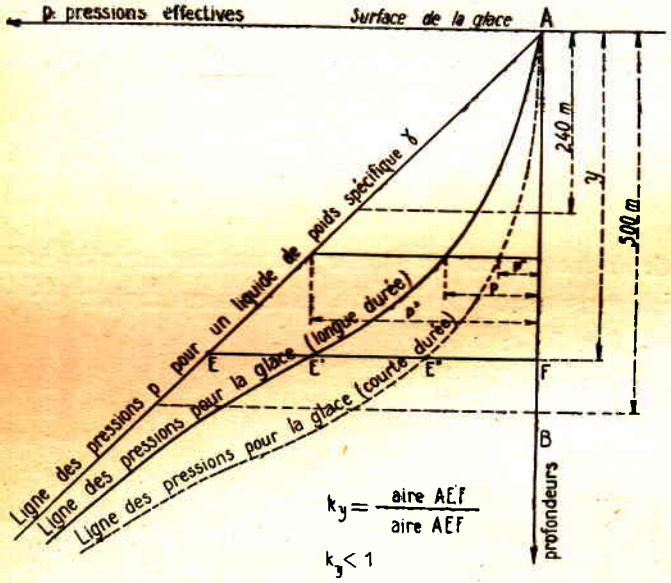


Fig. 57.

asymptotique à la ligne droite AE, c'est-à-dire à la ligne des pressions pour un liquide de poids spécifique γ ; elle sera, d'autre part, presque tangente à AB, c'est-à-dire presque verticale en A. Elle aura la forme de la courbe tracée (fig. 57). Il y a lieu de remarquer que cette courbe a

un point d'inflexion entre les horizontales $y = 240$ m et $y = 500$ m. En effet, à partir de $y = 240$ m, hauteur de glace correspondant à la charge de rupture à la compression, la plasticité de la glace augmente beaucoup jusque vers 500 m.

Il faut remarquer, en outre, que cette courbe $p(y)$ varie avec la durée de la pression, parce que la plasticité de la glace est fonction de cette durée. La durée de la pression est donc un paramètre de la courbe $p(y)$. Nous avons tracé (fig. 57) une courbe $p(y)$ correspondant à une courte durée et une courbe $p(y)$ correspondant à une longue durée.

Nous n'envisagerons que la courbe de *longue durée*.

Nous appellerons, dans la suite, k_y le rapport, pour une hauteur y, entre la résultante des pressions de la glace P et la résultante des pressions P′ que donnerait un liquide de même densité que la glace :

$$k_y = \frac{P}{P'} = \frac{\text{aire AE'F}}{\text{aire AEF}} \qquad k_y < 1$$

Etude du mouvement du glacier glissant sur un plan incliné. — **Considérons une portion de glacier en forme de prisme et dont (fig. 58) :**

la pente superficielle $= \alpha$,

la pente du sol $= \beta$,

la largeur de l'élément $= 1$,

la longueur de l'élément $= \Delta x$,

la différence d'altitude des points A et D $= \Delta y$,

AB $= y$,

DC′ $= y + \Delta y$,

DC $= y + \Delta y - \Delta x \,.\, \text{tg}\,\beta$.

Appelons P la résultante des poussées horizontales sur la face AB.

P $+ \Delta$P la résultante sur la face DC.

Nous négligerons, dans cette première étude, les défor-

mations du prisme, déformations dues à l'avancement des masses *intérieures* du glacier, par déplacement ou étalement.

Nous faisons donc les hypothèses suivantes :

1° glacier de largeur infinie, ce qui élimine des conditions d'équilibre l'influence des résistances des

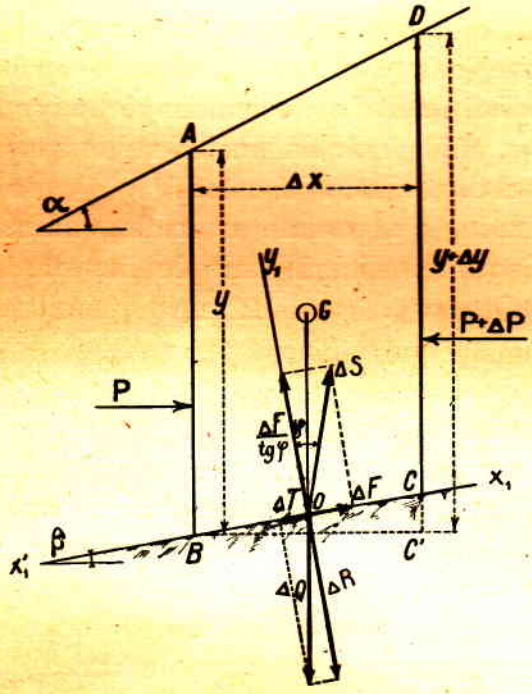


Fig. 58.

berges latérales, résistances qui s'opposent au déplacement du glacier ;

2° masses intérieures du glacier indéformables, ce qui revient à considérer le prisme non pas comme un système matériel, mais comme un corps solide invariable.

Nous lèverons ultérieurement ces restrictions.

Cherchons quelles sont les forces qui agissent sur le

prisme considéré comme *corps solide* invariable, pendant son mouvement de glissement sur le sol :

Force directement appliquée. —

Le poids ΔQ du prisme, force verticale appliquée au centre de gravité du prisme ; transportée sur sa ligne d'action et appliquée au point O, où elle perce la base du prisme, cette force se décompose en deux :

1° l'une (composante tangentielle), située dans le plan incliné du lit du glacier, dirigée suivant la ligne de plus grande pente du plan, dans le sens du mouvement et dont l'intensité est $\Delta T = \Delta Q \,.\, \sin \beta$;

2° l'autre (composante normale), normale à la même surface, dirigée vers le bas et d'intensité $\Delta R = \Delta Q \,.\, \cos \beta$.

Forces de liaison. —

***a*) La réaction ΔS du plan incliné, que nous ne supposons pas normale à ce plan, mais inclinée d'un angle φ pour tenir compte du frottement à vaincre par le glacier.**

La réaction (1) du plan se décompose en deux :

1° la force de frottement ΔF, opposée au mouvement, située dans le plan incliné et dirigée suivant la ligne de plus grande pente vers le haut ;

2° une réaction normale $\dfrac{\Delta F}{\operatorname{tg} \varphi} = \Delta S \,.\, \cos \varphi$;

(1) Cette réaction ΔS est théoriquement appliquée en un point déterminé du prisme ; nous la supposons appliquée au point O de sa base ; cela revient à supposer qu'on l'a transportée parallèlement à elle-même en ce point. Cette opération ne change en rien les équations de projection ; mais pour que l'équilibre subsiste, il faut ajouter à l'équation des moments un couple, dont l'axe (perpendiculaire à la face ABCD) est égal au produit de la force ΔS par sa distance au point du prisme où elle est appliquée.

Ce couple s'oppose partiellement au couple de renversement dû aux forces P et $P + \Delta P$.

b) puisque nous avons isolé [1] le prisme du reste du glacier, les pressions qui étaient des forces intérieures deviennent forces extérieures (liaison) et entrent dans les équations d'équilibre :

1° la force P, pression normale à AB et appliquée au centre de pression de cette face ; elle est horizontale et a une composante opposée au mouvement du prisme ;

2° la force P + ΔP, normale à CD et appliquée au centre de pression de cette face ; elle est horizontale et a une composante dirigée dans le sens du mouvement.

Force d'inertie. —

En outre, puisque nous considérons le prisme en mouvement varié, il intervient une force d'inertie égale au produit de sa masse ΔM par l'accélération du mouvement, soit :

$$\Delta M \cdot \frac{d^2 x_1}{dt^2}$$ [2].

Cette force d'inertie est dirigée suivant la ligne de plus grande pente du plan incliné $x_1 x'_1$; elle s'oppose au mou-

(1) Les forces de frottement intérieures sur les faces latérales du prisme considéré interviennent également comme forces de liaisons extérieures, du fait de l'isolement du prisme du reste du glacier. Mais la variation de vitesse d'un prisme à l'autre étant relativement faible, ces forces de cohésion sont elles-mêmes négligeables.

Ceci revient à admettre que chaque élément prismatique doit vaincre son propre frottement sur le lit et supporter les pressions amont et aval.

(2) Cette force fictive d'inertie est elle-même appliquée au centre de gravité du prisme, mais nous la supposons transportée parallèlement à elle-même sur la ligne de plus grande pente du sol incliné et appliquée en O ; nous ne pouvons faire cette opération qu'à la condition de joindre, au système de forces, un couple dont l'axe est égal au produit de la force par sa distance au centre de gravité du prisme.

Cette opération ne modifie pas les équations de projections.

Ce couple s'oppose au couple de renversement, lorsque la vitesse du glacier s'accélère ; il l'augmente, au contraire, lorsque le mouvement est retardé.

vement de la masse du prisme lorsque ce mouvement s'accélère, c'est-à-dire lorsque l'accélération est positive ; mais, au contraire, elle tend à prolonger ce mouvement quand le glacier ralentit, c'est-à-dire quand l'accélération devient négative. Nous lui affecterons donc le signe — dans l'équation de projections suivant l'axe dirigé $x_1x'_1$.

En supposant que *chaque élément de glacier ainsi défini ait à vaincre son propre frottement,* nous pouvons écrire, pour l'élément prismatique considéré, les équations d'équilibre des forces qui agissent sur ce solide en mouvement sur le plan incliné. Il est toujours bien entendu que nous négligeons les déformations intérieures du prisme.

Le prisme rendu libre par l'adjonction, aux forces directement appliquées, des forces de liaison (réaction du plan et pressions) et de la force d'inertie, nous pouvons appliquer le théorème de D'Alembert (1).

Remarquons que toutes ces forces agissent dans un même plan vertical, qui est le plan de symétrie du prisme ; nous aurons donc :

deux équations de projections,

une équation de moments.

Adoptons comme axes de coordonnées la ligne de plus grande pente du plan, soit la direction du mouvement $x_1x'_1$, et sa normale Oy_1, au point O où la force ΔQ rencontre la base du prisme.

Equation des moments.

Au moment des forces par rapport au point O, nous devons ajouter les couples qui interviennent du fait que nous avons supposé transportées en O, parallèlement à

(1) Dans un système en mouvement, il y a, à chaque instant, équilibre dynamique entre les forces sollicitantes et les réactions d'inertie, au moyen des liaisons existant à cet instant.

elles-mêmes, les forces ΔS et $\Delta M \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2}$.

La force ΔQ et les forces ΔS et d'inertie transportées en O ont un moment nul par rapport à ce point.

Les forces P et $P + \Delta P$ créent un moment de renversement, partiellement détruit par le couple dû à la force ΔS, mais augmenté ou diminué par le couple dû à la force $\Delta M \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2}$, suivant la nature du mouvement du glacier (retardé ou accéléré). Ce moment aura seulement pour effet, d'une part, de répartir inégalement les pressions de la glace sur le plan incliné, et par conséquent les réactions de ce plan incliné sur la glace, d'autre part, de créer des fentes ou crevasses.

Nous ne nous préoccuperons donc pas de cette équation des moments, qui ne change rien aux conditions de glissement.

Equation de projections.

Projections sur la ligne de plus grande pente $x_1x'_1$:

$$(1) \quad +\Delta T + (P + \Delta P) \cdot \cos\beta - P \cdot \cos\beta - \Delta F - \Delta M \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2} = 0.$$

Projections sur la normale Oy_1 :

$$(2) \qquad +\Delta R + P \cdot \sin\beta - (P + \Delta P) \cdot \sin\beta - \frac{\Delta F}{\operatorname{tg}\varphi} = 0$$

($\operatorname{tg}\varphi$ coefficient de frottement en mouvement de la glace sur le sol).

De l'équation (2) nous tirons :

$$(2') \qquad \Delta F = \operatorname{tg}\varphi\,(\Delta R - \Delta P \cdot \sin\beta);$$

$\operatorname{tg}\varphi$ diminue avec la plasticité de la glace, c'est-à-dire lorsque y croît.

Calculons successivement ΔM, ΔR, ΔT et ΔP.

Calcul de ΔM. —

$$\Delta M = \frac{\Delta Q}{g}$$

or, le poids du prisme ΔQ est égal à

$$\Delta Q = \frac{AB + CD}{2} \cdot \Delta x \cdot 1 \cdot \gamma$$

soit :

$$\Delta Q = \frac{\Delta x}{2} \cdot (y + y + \Delta y - \Delta x \cdot \operatorname{tg} \beta) \cdot \gamma$$

$$\Delta Q = \left[y \cdot \Delta x + \frac{\Delta x \cdot \Delta y}{2} - \frac{(\Delta x)^2 \cdot \operatorname{tg} \beta}{2} \right] \cdot \gamma,$$

soit en éliminant les infiniment petits d'ordre supérieur (second ordre) :

$$\Delta Q = y \cdot \Delta x \cdot \gamma$$

et

$$\Delta M = \frac{y \cdot \Delta x \cdot \gamma}{g}.$$

Calcul de ΔR. —

ΔR est la projection de ΔQ sur la normale Oy_1 soit :

$$\Delta R = \Delta Q \cdot \cos \beta = y \cdot \Delta x \cdot \gamma \cdot \cos \beta.$$

Calcul de ΔT. —

$$\Delta T = \Delta Q \cdot \sin \beta = y \cdot \Delta x \cdot \gamma \cdot \sin \beta.$$

Calcul de ΔP. —

Pour chercher la valeur de ΔP, c'est-à-dire la différence entre la résultante des pressions sur la face CD, soit $P + \Delta P$, et la résultante des pressions sur la face AB, soit P, admettons que ces efforts soient égaux à ceux qui se produiraient pour une masse liquide de même poids spécifique que la glace, multipliés par le coefficient de réduction k_y précédemment défini et qui sera naturellement variable avec y, comme l'indique la figure 57.

Nous avons alors la relation, en supposant que k_y ne

varie pas sensiblement de la face AB à la face CD (ce qui est vrai à infiniment petit du 2e ordre près) :

$$\Delta P = (P + \Delta P) - P = \frac{(y + \Delta y - \Delta x \,.\, \operatorname{tg}\beta)^2}{2} \cdot k_y \cdot \gamma - \frac{y^2}{2} \cdot k_y \cdot \gamma$$

Après simplification et élimination des infiniments petits du 2e ordre, on trouve :

$$\Delta P = \gamma \cdot y \cdot k_y \cdot (\Delta y - \Delta x \cdot \operatorname{tg}\beta)$$

Reprenons alors l'équation (1) ; en la combinant avec l'équation (2') et en remplaçant toutes les quantités algébriques précédentes par leur valeur respective, nous trouvons :

$$0 = \Delta T + \Delta P \cdot \cos\beta - \Delta F - \Delta M \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2}$$

$$0 = \Delta T + \Delta P \cdot \cos\beta - \Delta R \cdot \operatorname{tg}\varphi + \Delta P \cdot \sin\beta \cdot \operatorname{tg}\varphi - \Delta M \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2}$$

$$\begin{aligned} 0 = {} & y \cdot \Delta x \cdot \gamma \cdot \sin\beta + y \cdot \gamma \cdot k_y \cdot \cos\beta \cdot (\Delta y - \Delta x \cdot \operatorname{tg}\beta) \\ & - y \cdot \Delta x \cdot \gamma \cdot \cos\beta \cdot \operatorname{tg}\varphi \\ & + \sin\beta \cdot \operatorname{tg}\varphi \cdot \gamma \cdot y \cdot k_y \cdot (\Delta y - \Delta x \cdot \operatorname{tg}\beta) \\ & - \frac{y \,.\, \Delta x \,.\, \gamma}{g} \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2} \end{aligned}$$

Divisons par $y \,.\, \Delta x \,.\, k_y \,.\, \gamma$

On obtient :

$$\begin{aligned} & \frac{\sin\beta}{k_y} + \cos\beta \left(\frac{\Delta y}{\Delta x} - \operatorname{tg}\beta\right) - \frac{\cos\beta}{k_y} \cdot \operatorname{tg}\varphi \\ & \qquad + \sin\beta \cdot \operatorname{tg}\varphi \left(\frac{\Delta y}{\Delta x} - \operatorname{tg}\beta\right) - \frac{1}{g \,.\, k_y} \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2} = 0 \end{aligned}$$

soit :

$$\begin{aligned} \frac{\Delta y}{\Delta x}(\cos\beta + \sin\beta \cdot \operatorname{tg}\varphi) = {} & \sin\beta - \frac{\sin\beta}{k_y} + \frac{\cos\beta}{k_y} \cdot \operatorname{tg}\varphi \\ & + \frac{\sin^2\beta}{\cos\beta} \cdot \operatorname{tg}\varphi + \frac{1}{g \,.\, k_y} \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2} \end{aligned}$$

soit encore :

$$(3)\quad \frac{\Delta y}{\Delta x}(1+\operatorname{tg}\beta\cdot\operatorname{tg}\varphi)=\operatorname{tg}\beta+\frac{1}{k_y}(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\beta)+\operatorname{tg}^2\beta\cdot\operatorname{tg}\varphi+\frac{1}{g\cdot k_y}\cdot\frac{1}{\cos\beta}\cdot\frac{d^2x_1}{dt^2}$$

avec $k_y<1$

β est un angle toujours faible et quelquefois nul (glaciers des régions polaires).

Dans ces conditions, nous pouvons négliger certains termes de l'équation (3) :

Dans le premier membre $\operatorname{tg}\beta.\operatorname{tg}\varphi$ est négligeable par rapport à l'unité.

Dans le second membre $\operatorname{tg}^2\beta\cdot\operatorname{tg}\varphi$ est aussi très petit par rapport aux autres termes.

Nous ne commettrons donc pas une erreur sensible en négligeant ces termes.

Il reste donc :

$$(4)\quad \frac{\Delta y}{\Delta x}=\operatorname{tg}\beta+\frac{1}{k_y}\cdot(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\beta)+\frac{1}{g.k_y}\cdot\frac{1}{\cos\beta}\cdot\frac{d^2x_1}{dt^2}$$

soit :

$$(4')\quad \operatorname{tg}\alpha=\operatorname{tg}\beta+\frac{1}{k_y}\cdot(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\beta)+\frac{1}{g\cdot k_y}\cdot\frac{1}{\cos\beta}\cdot\frac{d^2x_1}{dt^2}$$

Si nous supposons le glacier en équilibre, c'est-à-dire en mouvement uniforme (équilibre dynamique) ou au repos (équilibre statique), au moment où le mouvement varié *va naître*,

$$\frac{d^2x_1}{dt^2}=0$$

et l'équation (4') devient :

$$(5)\quad \boxed{\operatorname{tg}\alpha=\frac{1}{k_y}(\operatorname{tg}\varphi-\operatorname{tg}\beta)+\operatorname{tg}\beta}$$

Enfin, pour $\beta = 0$, c'est-à-dire pour sol horizontal :

(6) $$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{k_y}$$

Les équations (5) et (6) expriment les conditions d'équilibre (repos ou mouvement uniforme) dans les deux cas envisagés (glaciers régionaux et glaciers arctiques).

Rayon moyen d'un glacier de largeur finie. — Les formules ci-dessus s'appliquent à un glacier de largeur infi-

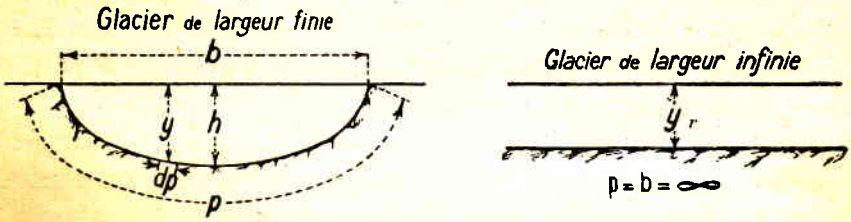


Fig. 59.

nie ; elles supposent, en effet, que k_y et $\operatorname{tg} \varphi$ sont constants tout le long du profil en travers. Ceci n'est pas le cas pour un glacier de largeur finie, dans lequel la profondeur y varie tout le long du profil en travers, de 0 à un maximum égal à h. A chaque valeur de y correspondent de nouvelles valeurs pour $\operatorname{tg} \varphi$ et pour k_y. Pour pouvoir appliquer les formules (4), (5) et (6) à un glacier de largeur finie, il faut introduire dans ces formules des valeurs de $\operatorname{tg} \varphi$ et de k_y correspondant à une profondeur moyenne y_r du glacier de largeur finie. Cette profondeur moyenne y_r peut être définie comme étant la profondeur théorique d'un glacier de largeur infinie ayant la même pente d'équilibre que le glacier de largeur finie. Si nous appelons p le périmètre mouillé du glacier réel, F_y la résistance de frottement par unité de longueur sous une épaisseur de

glacier y, F_{y_r} cette même résistance sous une profondeur y_r, y_r peut être définie comme étant la profondeur moyenne du glacier réel telle que :

$$F_{y_r} = \frac{\int_0^p F_y \cdot dp}{p}$$

La profondeur moyenne y_r est analogue à ce que nous avons appelé en hydraulique le rayon moyen d'un profil de cours d'eau, assimilable à la profondeur d'un cours d'eau infiniment large.

Etant donnée l'incertitude qui existe encore sur les variations de k_y et de tg φ en fonction de la profondeur y, il n'est pas possible actuellement d'établir la valeur de y_r en fonction de la section du glacier et du périmètre mouillé, comme cela a été fait en hydraulique pour le rayon moyen, qui est le quotient de la section d'eau par le périmètre mouillé.

Lorsque nous parlerons, dans la suite, de l'épaisseur d'un glacier, ce sera de cette valeur moyenne y_r dont il sera question. Nous la désignerons aussi, par analogie avec l'hydraulique, sous le nom de rayon moyen du glacier.

Conclusions pratiques à tirer de la théorie des glaciers. — 1° Nous allons montrer, en premier lieu, que, lorsqu'un glacier a atteint une certaine épaisseur en relation avec la pente, cette épaisseur reste à peu près constante et n'augmente plus que d'une manière insensible, même si le débit augmente. Dans ce dernier cas, la vitesse de la glace augmente, mais le niveau de la glace et la section du glacier varient très peu.

Reprenons l'équation générale (4') :

$$(4') \qquad \operatorname{tg}\alpha = \operatorname{tg}\beta + \frac{1}{k_y} \cdot (\operatorname{tg}\varphi - \operatorname{tg}\beta) + \frac{1}{g \cdot k_y} \cdot \frac{1}{\cos\beta} \cdot \frac{d^2x_1}{dt^2} ;$$

nous en tirons la valeur de l'accélération :

$$(7) \qquad \frac{d^2x_1}{dt^2} = g\left(k_y(\operatorname{tg}\alpha \cdot \cos\beta - \sin\beta) - \operatorname{tg}\varphi \cdot \cos\beta + \sin\beta\right)$$

Supposons que la hauteur de la glace y augmente par suite de nouvelles chutes de neige. Si y augmente, le coefficient k_y augmente, tandis que le coefficient de plasticité $\operatorname{tg}\varphi$ diminue et cela d'autant plus que y se rapproche de 240 m ou dépasse cette valeur. Il résulte de ces deux influences que, d'après la formule 7, l'accélération du mouvement de la glace augmente.

On voit ainsi que, lorsque la hauteur du glacier y a atteint une certaine valeur correspondant à l'équation d'équilibre, il suffit ensuite d'une faible augmentation de cette hauteur pour accélérer le mouvement du glacier vers la vallée. La vitesse croît jusqu'à ce que le niveau se rétablisse et que l'épaisseur du glacier corresponde de nouveau à la formule d'équilibre (5).

Ainsi, pratiquement, à un endroit déterminé, le niveau du glacier reste à peu près constant et n'augmente qu'imperceptiblement avec le débit, sauf dans la partie du glacier soumise à l'ablation, où il est en retrait, comme nous l'expliquerons plus loin.

C'est pour ces raisons que les glaciers conservent, en un même point, la même altitude de surface, comme l'indiquent d'ailleurs les moraines latérales des glaciers disparus, qui présentent des arêtes régulières et bien nettes correspondant aux différentes phases de développement du glacier. Le glacier ne s'affaissera, dans la suite des temps, que par l'approfondissement de son lit dû à l'érosion.

2° Il résulte également de ce que nous venons de voir, que, lorsque sur tout le parcours du profil en long la pente du sol est constante, la profondeur du glacier reste aussi

constante, c'est-à-dire que la pente superficielle est égale à la pente du sol :

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \beta$$

et, d'après l'équation (5) :

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \varphi$$

Un glacier tend à établir le parallélisme entre la pente de fond et la pente superficielle ; cette pente superficielle est alors égale au coefficient de frottement tg φ.

3° Lorsqu'un glacier est en équilibre et que la pente superficielle est égale à la pente de fond et au coefficient de frottement tg φ, la profondeur de glacier y, ou rayon moyen, est une fonction bien déterminée de la pente. En effet, tg φ et par conséquent tg α et tg β sont fonction de l'épaisseur de la glace y et, en faible mesure seulement, de la rugosité.

Nous verrons, d'autre part, plus loin, que les profils en travers des glaciers doivent vraisemblablement se rapprocher d'une forme bien déterminée et que, par conséquent, la profondeur y est fonction simple de la largeur b. Il en résulte que la pente superficielle d'un glacier dans un état d'écoulement normal est fonction simple de sa largeur (tg α = tg φ fonction de b par l'intermédiaire de y). Pour vérifier cette loi, nous avons porté (fig. 60) la pente de différents glaciers en fonction de leur largeur moyenne.

La courbe moyenne correspondante, que nous avons tracée, montre que la pente est fonction continue et bien déterminée (genre hyperbolique) [1] de la largeur du gla-

(1) La courbe représentative de la pente superficielle du glacier en fonction de sa largeur se rapproche de la forme d'une hyperbole équilatère et on a sensiblement (à 10 % près) :

$$(b - 150) \cdot \operatorname{tg} \alpha = 70$$

avec $200 < b < 3000$ m ;

tg α pente en % et b exprimé en mètre. Cette formule empirique ne s'applique que pour un glacier en équilibre et là où il y a parallélisme entre le fond et la surface.

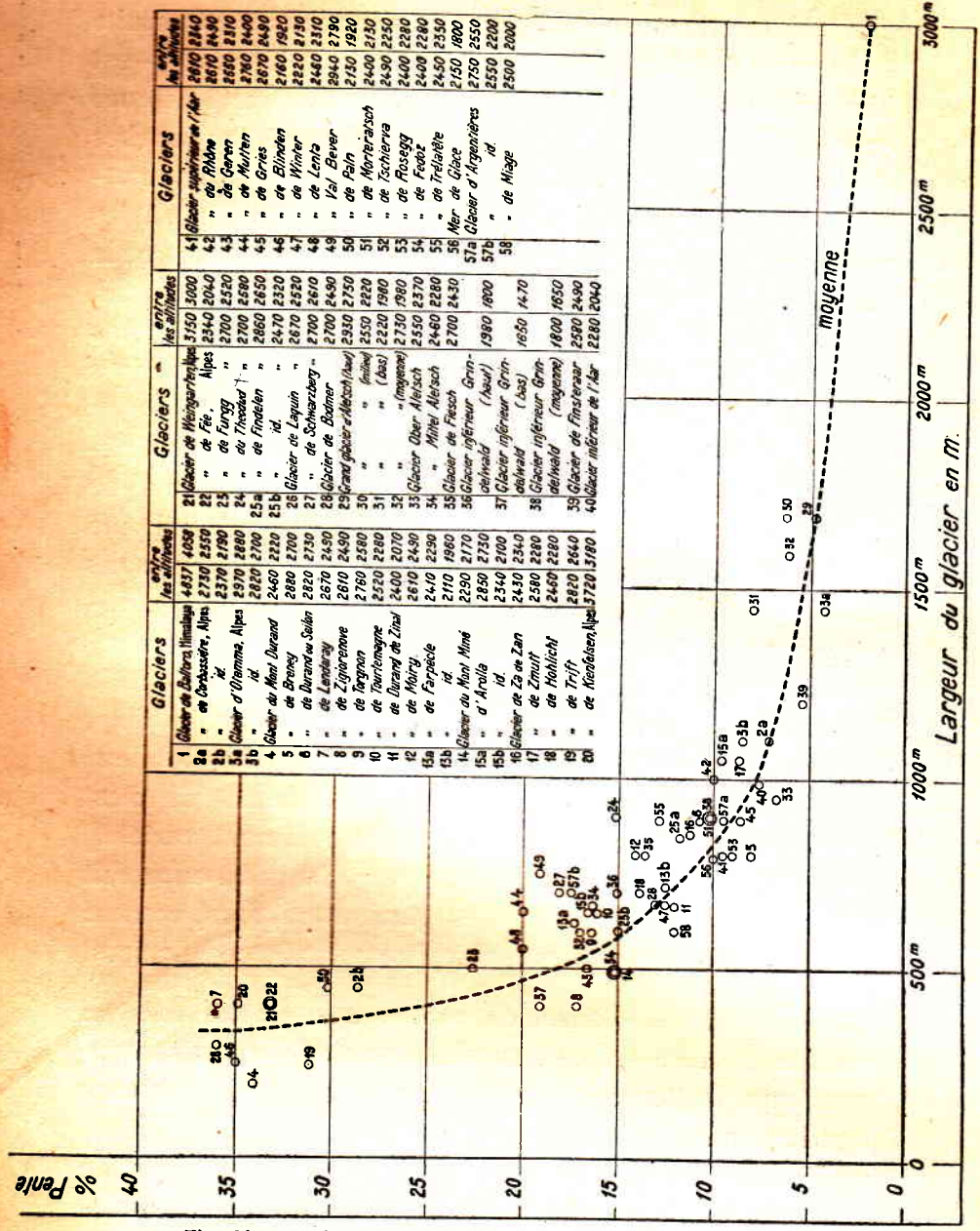


Fig. 60. — Relation entre la largeur et la pente d'un glacier (parties à cours régulier).

cier; elle montre aussi que l'hypothèse que nous avons faite — largeur du glacier fonction simple de la hauteur — est bien exacte. Les différents points portés sur la figure correspondent à des portions de glaciers où les courbes de niveau sont assez régulières pour qu'on puisse admettre le parallélisme entre le fond et la surface et où les profils en travers sont par suite réguliers. Il est clair que la rugosité des parois et les obstacles et inégalités du terrain doivent faire dévier de la courbe moyenne, les différents cas considérés, mais la figure montre que ces influences doivent être relativement faibles.

Différentes considérations, qu'il serait trop long d'exposer ici, permettent de supposer qu'à une largeur de glacier comprise entre 600 et 1 000 m, correspond une profondeur d'environ 240 m, mais nous ne connaissons pas de procédé simple permettant de mesurer la profondeur d'un glacier. Il n'est donc pas possible, actuellement, de déterminer exactement comment varient la pente et le coefficient de frottement $\operatorname{tg} \varphi$ en fonction de y, tant que l'on n'aura pas réussi à mesurer la profondeur d'un grand nombre de glaciers. Actuellement, il n'est pas possible non plus de déterminer comment varie k_y avec y. On pourra peut-être y arriver lorsqu'on aura fait davantage de mesures sur les glaciers polaires, comme nous le montrerons dans le chapitre relatif à ces glaciers.

Répartition des vitesses de marche d'un glacier dans un profil en travers. — Les formules données plus haut montrent que la *pente d'équilibre* pour laquelle le glacier prendra une vitesse uniforme en glissant sur son lit est indépendante de cette vitesse, mais fonction seulement de l'épaisseur de la glace y. Cette pente d'équilibre est donnée par la formule :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\operatorname{tg} \varphi - k_y \operatorname{tg} \alpha}{1 - k_y}.$$

Mais, déjà avant le glissement, c'est-à-dire lorsque l'épaisseur y de la glace et la pente superficielle tg α n'auront pas encore atteint les valeurs correspondant au glissement du glacier sur sa base, il se produira *un avancement des masses du glacier par glissement intérieur des couches superposées*, comme c'est le cas pour l'eau (comparez chap. IV).

Rappelons que, pour l'eau, si l'on considère une portion d'eau comprise entre deux profils AB et CD, divisée en lamelles, ces lamelles glissent les unes sur les autres et forment une courbe parabolique A'B', dont la courbure est en rapport avec la viscosité ou cohésion de la masse (fig. 61 *a*).

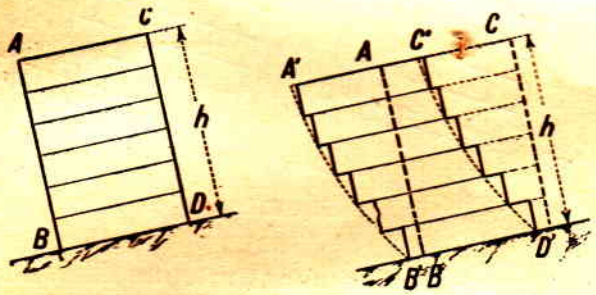


Fig. 61 *a*.

Pour la glace, les couches sont presque solides à la surface et deviennent d'autant plus plastiques, c'est-à-dire se rapprochent d'autant plus des conditions générales du mouvement d'un liquide visqueux, qu'elles sont plus profondes dans la masse.

A la surface, le coefficient de cohésion est maximum ; il décroît de haut en bas au fur et à mesure que la plasticité de la glace augmente.

L'écoulement intérieur de la masse glaciaire doit se faire d'une manière analogue à celui des molécules d'eau dans un fleuve, toute proportion gardée (les vitesses des molécules de glace étant de l'ordre 100 000 fois plus petit

que les molécules d'eau). Mais il est probable que, près de la surface, la vitesse d'avancement des couches sera retardée par suite de la cohésion plus forte de la glace presque solide. Par rapport à l'eau, l'écoulement sera donc moins intense dans le haut que dans le bas du glacier. Enfin, nous devons admettre que le glissement sur la base est presque nul, tant que la hauteur critique H, correspondant au glissement sur la pente donnée, n'est pas atteinte. La vitesse des lamelles se répartira comme le montre la figure 61 *b*.

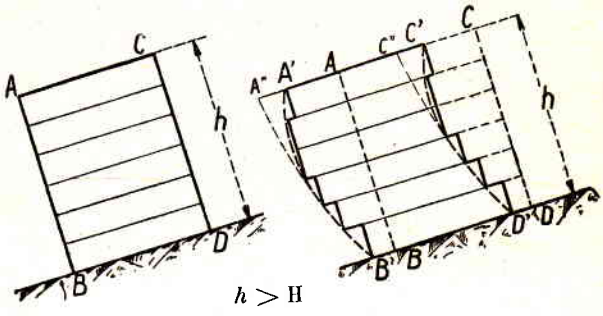


Fig. 61 *b*.

Sur les bords, la glace étant retenue par les aspérités du terrain, l'avancement ne peut se faire que plus lentement, par la rupture de la couche supérieure de glace et la formation de crevasses.

Dans la suite, nous appellerons *vitesses intérieures* les vitesses dues au glissement des lamelles ou couches de glace les unes sur les autres.

La figure 62 montre comment se répartissent les vitesses dans la profondeur du glacier, au fur et à mesure que l'épaisseur y de la glace augmente. Une fois la hauteur $y = H$ atteinte, pour laquelle il y a mouvement uniforme du glacier, les vitesses des filets n'augmentent que par le fait du glissement du glacier sur son lit ; autrement dit, l'équation d'équilibre (5) étant vérifiée pour

cette valeur de $y = H$, il suffit ensuite d'une très faible augmentation Δy de cette hauteur pour accélérer le mouvement de translation du glacier (glissement sur son lit).

Ainsi, la vitesse v d'un filet quelconque de glace (pour une épaisseur du glacier $h_5 > H$) est la résultante de deux autres vitesses de même direction et de même sens : la vitesse v_g de glissement du glacier sur sa base et la vitesse v_e intérieure :

$$v = v_g + v_e.$$

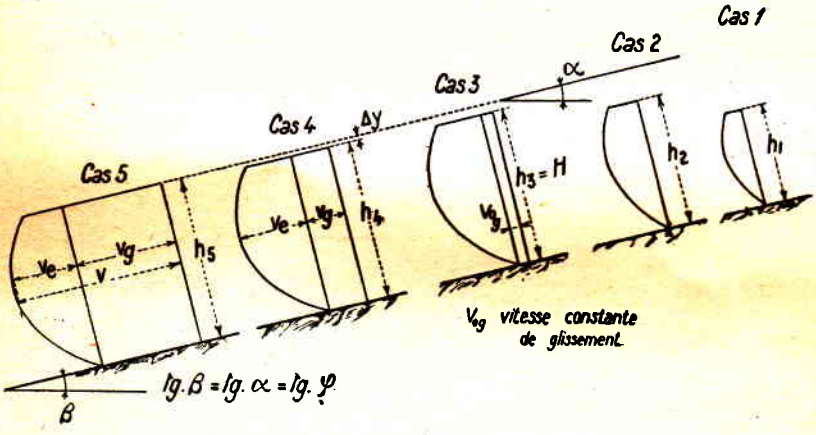


Fig. 62.

Dès que la hauteur limite H est atteinte, il y a glissement du glacier d'un mouvement uniforme. S'il suffit alors d'une augmentation d'épaisseur Δy très petite par rapport à H pour augmenter de beaucoup la vitesse de glissement v_g, par contre, les vitesses intérieures v_e des filets de glace n'augmenteront plus et resteront sensiblement constantes.

La vitesse intérieure suit des lois analogues à celles d'un liquide visqueux, la vitesse de glissement, des lois analogues à celles des solides. De ces deux mouvements combinés résultent les déplacements de la masse de glace.

Mais, pour un glacier, il faut considérer que la cohé-

sion et le frottement diminuent avec la profondeur, à cause de la moindre consistance de la masse, qui devient de plus

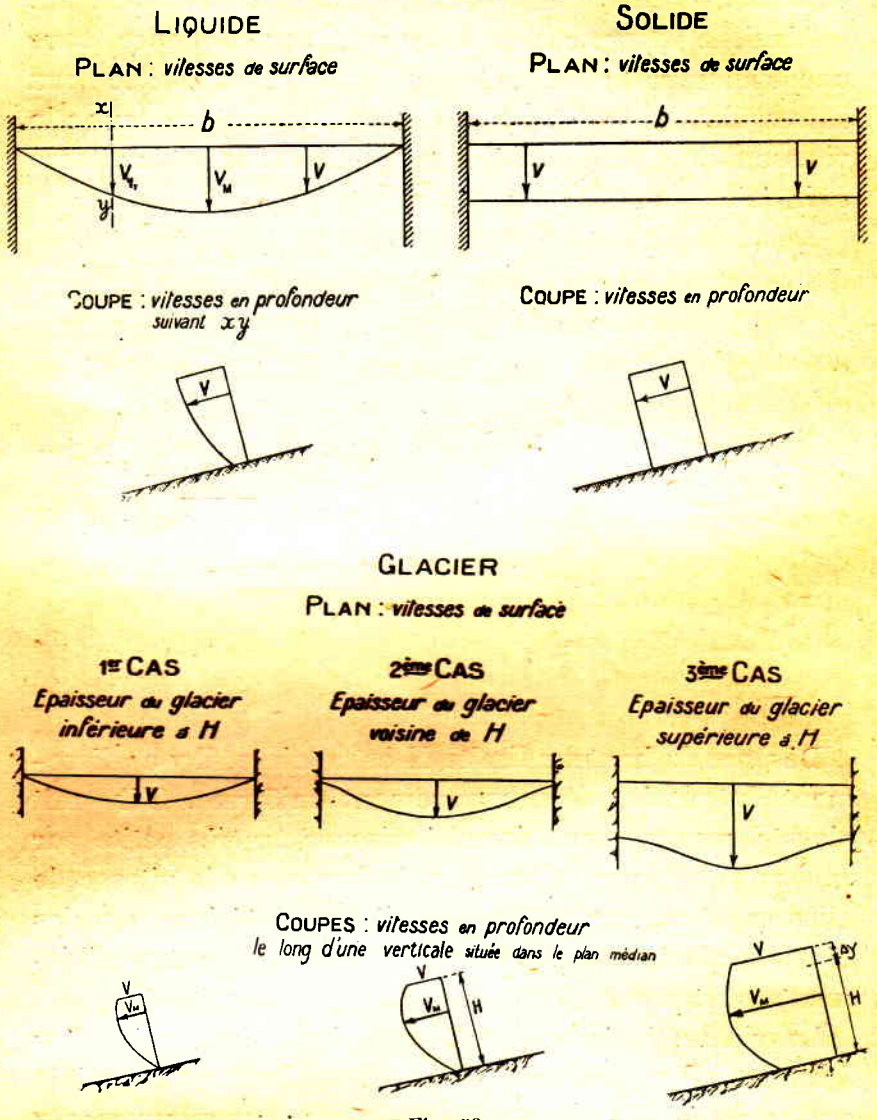


Fig. 63.

en plus plastique. D'autre part, le frottement sur les côtés du glacier est plus grand que sur le reste du profil

par suite des aspérités de terrain ; ce frottement diminuera ainsi la vitesse des bords.

En s'inspirant de ces principes, on peut admettre que les vitesses se répartiront dans un profil en plan et dans une section verticale, comme le montre la fig. 63.

Examinons maintenant ce qui se passe dans un glacier suivant les variations de son débit :

Pour de faibles débits (par exemple pour un glacier qui est en retrait), la vitesse de glissement sur le sol sera faible et pourra même être nulle. L'épaisseur du glacier pourra devenir inférieure à la hauteur H correspondant au glissement.

Si le débit croît, l'épaisseur du glacier n'augmentera que jusqu'à ce qu'elle atteigne la valeur H. Une petite augmentation Δy d'épaisseur au-dessus de cette valeur de H suffira alors pour produire une grande augmentation de la vitesse de glissement. L'augmentation de vitesse de glissement sera certainement plus forte sur le fond du lit que sur les bords à la surface, où la glace est plus dure et moins plastique et la résistance au glissement beaucoup plus grande par suite des aspérités du terrain.

Ce n'est donc que sur des glaciers qui sont en *grande croissance* que l'on pourra constater de grandes vitesses de glissement ; l'érosion deviendra alors extrêmement active.

On n'a malheureusement que peu d'observations sur les glaciers en croissance. Les observations faites par M. Finsterwalder au glacier du *Vernagtferner*, lors de *l'avancement rapide de ce glacier* de 1889 à 1902, sont donc particulièrement intéressantes. Voici quelques données sur cette poussée de glace, extraites du livre du Dr Hess sur les glaciers :

La vitesse superficielle du glacier, mesurée dans sa partie supérieure, a augmenté successivement, dans cette

période, de 17 m par an en 1889 à 280 m en 1899, soit de 16 fois la valeur primitive ; l'avancement du bout du glacier a été de 220 m. Le maximum d'avancement du glacier s'est produit en 1902, alors que le maximum de vitesse a été atteint 3 années avant, ce qui semblerait indiquer que la propagation des crues est très lente (500 m par année). M. Hess exprime son étonnement de ce que, pour une augmentation de débit de 1 600 %, l'épaisseur du glacier dans le profil en amont n'ait augmenté que de 10 m, ce qui correspond à une augmentation de profil insignifiante par rapport à l'augmentation de débit. On serait tenté, dit-il, d'admettre que cette augmentation de vitesse est due plutôt à un glissement qu'à un écoulement. Il constate ensuite cependant que, pour une vitesse axiale à la surface de 220 m par année, la vitesse au bord n'a atteint que 45 m.

Ces constatations confirment les déductions que nous avons faites plus haut, notamment sur *l'invariabilité presque absolue de l'épaisseur du glacier* par rapport au débit. Elles tendent aussi à confirmer qu'à la surface du glacier la vitesse de glissement au bord sera *beaucoup* plus faible qu'en profondeur et, par suite, *la vitesse moyenne de la glace dans un profil en travers peut être supérieure à la vitesse moyenne de surface.*

Sur le glacier du Rhône, lorsqu'il était en décroissance, on a constaté des vitesses de surface au bord pour ainsi dire nulles, ce qui confirme également notre théorie.

Répartition des vitesses de marche dans un profil en long. — La neige et la glace des névés se meuvent sous une faible pente. Pour une même vitesse d'avancement, l'épaisseur de glace doit être beaucoup plus forte pour le névé que pour le glacier proprement dit, puisque la pente du sol sur lequel glisse le névé est plus faible. Comme le névé

absorbe la neige qui tombe, la direction des vitesses des filets de glace dans le profil en long ne sera pas exactement parallèle à la surface, mais inclinée vers l'intérieur (voir fig. 55). A la limite des neiges, où le pouvoir absorbant du glacier est égal au pouvoir de dissipation, il y aura parallélisme de mouvement entre les filets à l'intérieur du glacier et les filets à la surface. Plus on approche de l'extrémité du glacier, où l'ablation augmente, plus la direction des filets devra, au contraire, sortir vers l'extérieur, comme le montre notre schéma (fig. 55). En concordance avec ces faits, le glacier aura, dans le névé, une surface concave, d'autant plus que la neige des talus arrive par les côtés ; la surface sera, au contraire, plane à la limite des neiges et bombée dans la partie inférieure. Cette convexité est due, d'une part, à ce que la vitesse et par suite le débit sont beaucoup plus grands au milieu que sur les bords, d'autre part, parce que l'ablation doit être généralement plus importante sur les côtés qu'au milieu ; ceci est dû à la chaleur rayonnante des rochers non abrités par la glace, du *vent* ou du *soleil*, et au fait que pour un même cube de glace, la surface rayonnante y est plus grande.

Ainsi, deux causes : *vitesse* d'une part, *ablation* d'autre part, produisent des effets qui s'ajoutent pour créer la *convexité* en question. Ce bombement serait donc très accentué, mais l'augmentation de plasticité de la glace sous une plus grande épaisseur tend à égaliser la surface par le tassement lent de la masse. Il se produit ainsi, dans chaque profil en travers, un mouvement transversal de la glace du milieu vers les côtés (fig. 64). Pour ce motif, dans le glacier dissipateur, les filets de glace ne se déplacent pas parallèlement au plan médian du glacier, sauf dans la partie moyenne voisine de la limite des neiges où le bombement, très peu accentué, est

sans influence. Vers l'extrémité inférieure du glacier, les filets intérieurs s'épanouissent donc vers les côtés. Toutes ces particularités sont indiquées dans le schéma (fig. 55).

En ce qui concerne la variation de vitesse sur le glacier proprement dit ou dissipateur, il est à remarquer que, en principe, la vitesse devrait être maximum à la limite des neiges.

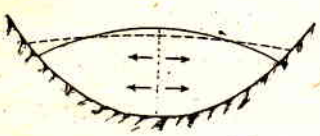


Fig. 64.

Il nous semble d'ailleurs que la vitesse moyenne, étendue à l'aire totale d'un profil du glacier, peut atteindre ou même dépasser la vitesse moyenne de surface, c'est-à-dire que les vitesses en profondeur le long d'une verticale suivraient la courbe de la coupe (fig. 62, cas 3).

Variation de la vitesse du glacier avec les saisons. — Comme nous l'avons dit plus haut, la température du glacier dans le cours d'une année reste, à partir d'une faible épaisseur, à peu près constante, et, par suite, la plasticité du glacier et sa vitesse d'avancement correspondante ne devraient être que très faiblement influencées par la température extérieure.

On comprend, au contraire, que *la variation de vitesse* suivant les saisons doit être appréciable, par suite de la variation des quantités de neige tombée dans les névés et du fait de la différence d'ablation dans le cours inférieur du glacier. L'augmentation de la neige tombée *en hiver* produira, pendant cette période, une augmentation de vitesse dans le haut cours du glacier. L'ablation de la neige, plus grande *en été*, produira, dans le bas cours du glacier, une augmentation de vitesse moyenne estivale par rapport à la vitesse moyenne de l'année, le glacier tendant à remplacer les parties fondues du profil pour rétablir son

équilibre. Dans le milieu du glacier, à la limite des neiges, la variation de vitesse du glacier suivant les saisons doit, par contre, être moindre.

Exemple :

Glacier de Hintereisferner (*Oetztal*), d'après Blümcke et Finsterwalder :

Altitude	2 405	2 460	2 600	2 710	2 840
$\frac{\text{Vitesse estivale}}{\text{Vitesse annuelle}} =$	1,337	1,173	0,89	0,773	0,693

Avance et retrait des glaciers. — A la suite d'une série d'années plus humides que la moyenne et de la surélévation des névés qui en résulte, la poussée des neiges et glaces produit une accélération du mouvement de glissement du glacier sur sa base. Cette accélération commence dans le haut et se propage lentement, année par année, jusqu'en bas. On voit ainsi brusquement l'extrémité du glacier avancer vers la vallée et ce mouvement ne cessera que lorsque la surélévation du névé, due à un enneigement bien antérieur au phénomène, redeviendra nulle ; la hauteur du glacier $y = H$ satisfera alors de nouveau à l'équation d'équilibre (5). Le soleil fait ensuite son œuvre ; la surface exposée à l'ablation fond sous l'action de la chaleur et le glacier recule progressivement. Le terme de reculer, appliqué à un glacier, est impropre ; il faudrait dire diminuer, parce que le glacier lui-même continue à avancer en amenant de la glace nouvelle, mais la quantité de glace apportée est plus faible que la quantité fondue par le soleil, et le glacier semble reculer, jusqu'à ce qu'une nouvelle poussée, succédant à une nouvelle période d'années humides, produise de nouveau un avancement. Ce sont les crues du glacier qui s'écoulent ; elles ne se produisent pas comme dans les fleuves une ou plusieurs fois par an, mais à des périodes dépendant des cycles d'années

humides. La propagation de cet excédent de glace est très lente, et l'avancement du glacier ne se fait qu'avec un retard de nombreuses années sur la période humide correspondante. Ce retard est fonction de la longueur du glacier et de sa constitution ; d'ailleurs, l'avancement succédant à une période d'années humides ne se produit pas simultanément pour tous les glaciers de la même région. Dans le cours des périodes géologiques, les variations ont été encore beaucoup plus grandes. Ainsi, aux époques glaciaires, entre lesquelles se placent des périodes beaucoup plus tempérées, les glaciers couvraient presque toute la Suisse et ils ont eu une influence considérable sur la formation de la configuration du sol.

La coupe schématique (fig. 55) indique, en pointillé, comment les vitesses se modifient dans le glacier lorsque celui-ci est en période de croissance. Nous avons déjà montré qu'il suffit d'une augmentation d'épaisseur relativement très faible pour vaincre les frottements de glissement et augmenter sensiblement la vitesse.

Par contre, lorsque pour pouvoir s'étendre, l'extrémité du glacier doit *vaincre la résistance d'une moraine frontale*, il lui faut un effort de poussée beaucoup plus grand, qui correspond à une surélévation supplémentaire de l'épaisseur de la glace, qui peut se propager asymptotiquement jusque dans la région du névé. Le poids de ce supplément de neige donne, de profil en profil, des composantes suivant la pente du glacier qui iront (déduction faite des frottements) en s'ajoutant, produisant ainsi au bout du glacier l'effort énorme nécessaire pour pousser devant lui la moraine frontale. Ce mouvement est encore favorisé par l'eau qui s'accumule dans le bas du glacier et qui transforme la moraine en amas de boue. Le frottement de la moraine sur le sol correspondra naturellement à une *érosion très active*.

De petits mouvements d'avance et de retrait du glacier se produiront annuellement, de grands mouvements à des périodes plus espacées. Ces grands mouvements périodiques seront d'autant plus importants que le glacier sera plus considérable, parce que la variation de la longueur correspond aux variations de l'ablation et de la quantité de neige tombée dans le collecteur.

L'extrémité du glacier constitue ainsi un énorme rabot, ou une meule de puissance colossale, qui avance et se retire : 1° par petite amplitude chaque année ; 2° par grande amplitude à des périodes de temps en rapport avec la température et surtout avec la hauteur de neige tombée. Actuellement, presque tous les glaciers sont en retrait et les rabots fonctionnent donc seulement imperceptiblement, par petites amplitudes, mais on conçoit combien autrement actif serait cet outil en cas d'avancement des glaciers.

Supposons, par exemple, que la quantité de neige tombée augmente de 20 %, que l'ablation diminue de 20 %, la longueur du glacier devrait augmenter de 40 % (1), mais nous admettrons seulement 30 % pour tenir compte de l'augmentation de température correspondant à la diminution d'altitude. Un glacier, comme l'ancien glacier du Rhône (lorsque celui-ci allait jusqu'au lac Léman), pour des variations de 20 % dans la quantité de neige tombée, d'une part, et dans l'ablation, d'autre part, devait donc augmenter sa longueur de 30 %, soit de plus de 40 kilomètres. Ne trouve-t-on pas là l'explication toute naturelle de la formation des lacs suisses creusés dans la molasse par l'extrémité des glaciers, lacs qui sont d'autant plus importants que le glacier à l'arrière a été plus puissant ?

(1) Ceci, pour avoir toujours la même surface relative d'ablation nécessaire pour fondre la quantité de glace provenant du névé et s'écoulant par le glacier (la largeur du glacier étant supposée constante).

Les lacs doivent leur formation naturelle aux variations périodiques (avancement et recul) de l'extrémité des grands glaciers. Les moraines frontales fermant les anciennes vallées glaciaires, et que l'on trouve à l'extrémité de presque tous les lacs de Suisse, la disposition de ces lacs, leur importance proportionnelle à celle des vallées, semblent bien indiquer leur origine.

Formation du profil en travers et du profil en long d'un glacier. — Le glacier glissant sur la paroi de rochers agit comme un énorme rabot, ou polissoir, d'autant plus actif que la quantité de pierres encastrées dans le glacier ou de sable interposé entre le sol et la glace est plus grande ; cette activité augmente également avec la pression du glacier sur le rocher, mais seulement jusqu'à une certaine limite.

La puissance érosive du glacier sur un même profil en travers augmente donc :

1) *avec la pression*, c'est-à-dire avec l'épaisseur de la couche de glace, mais cela seulement jusqu'à une certaine limite, qui dépend de la consistance de la glace : cette consistance diminuant lorsque la pression augmente, le pouvoir érosif des pierres encastrées dans la glace deviendra plus faible sous une très forte épaisseur de glace, car ces pierres auront tendance à pénétrer dans la masse. *Le pouvoir d'érosion d'un glacier sera, pour cette raison, plus faible pour de très grandes profondeurs.*

2) *avec la vitesse d'avancement* du glacier par rapport au sol, soit encore avec l'épaisseur de glace ;

3) *avec la quantité de pierres et de sable charriée par le glacier.*

Examinons d'abord comment ces différents facteurs ont leur influence sur le parcours d'un glacier.

Dans les névés, l'épaisseur de la couche de neige et de

glace est grande ; les couches inférieures de glace sont donc très plastiques ; les déblais interposés entre la glace et le sol sont rares ; par suite de la faible pente, la vitesse de glissement est très petite. Il en résulte que l'érosion est peu importante. Le profil en travers des névés, légèrement concave, tend donc à prendre une profondeur uniforme (fig. 65).

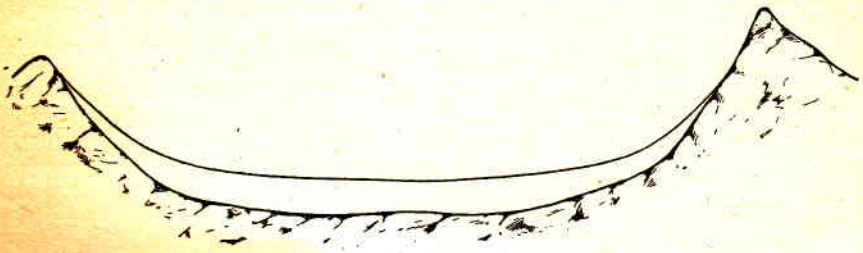


Fig. 65.

Dans le glacier proprement dit, qui concentre, au contraire, dans son lit la glace venant des névés et, avec elle, tous les déblais provenant de plus haut, la puissance érosive est plus grande et cela d'autant plus que la proportion des déblais par rapport à la quantité de glace est plus importante.

Si nous considérons maintenant la répartition de l'érosion dans un profil en travers normal du glacier, nous pouvons déduire, d'après les principes énoncés plus haut, *que cette érosion est plus grande au milieu que sur les bords.*

En effet, l'érosion croît avec la vitesse, beaucoup plus grande au milieu que sur les bords, et, au-dessous d'une certaine limite, avec la pression, c'est-à-dire avec l'épaisseur de glace également plus grande au milieu. Toutefois, la quantité de déblais charriée (provenant surtout des moraines latérales) est maximum sur les côtés, ce qui contrebalance un peu la tendance à une érosion d'activité maximum au milieu.

On voit que le profil en travers d'un glacier a tendance à s'approfondir de plus en plus vers le milieu, mais il est

clair que cet approfondissement a une limite, puisque la plasticité de la glace devient toujours plus grande avec la profondeur et vient contrebalancer le pouvoir érosif. Toutes ces considérations montrent que le glacier tend à prendre, dans un rocher compact, *un profil en travers bien déterminé, dans lequel la largeur* b *est dans un certain rapport avec la profondeur maximum* h.

Pour des largeurs de glace relativement faibles, le profil se développe en forme parabolique (fig. 66) ; pour de grandes largeurs, le profil, au contraire, tend à se développer vers le milieu suivant une courbe horizontale. En effet, à partir du moment où la glace de fond, sous sa grande épaisseur, devient semi-fluide, l'usure du lit devient très faible au fond, tandis qu'elle se maintient sur les bords.

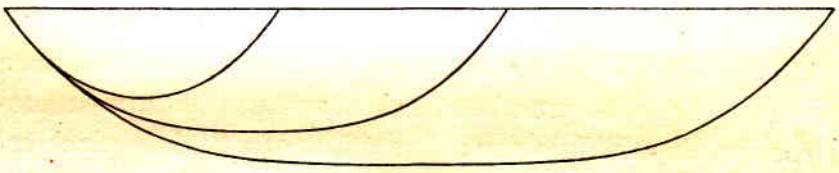


Fig. 66.

On n'a malheureusement pas encore fait de sondages permettant d'établir le profil de glaciers. Ces sondages sont très difficiles à effectuer à cause de la mobilité de la glace ; on ne pourrait les faire que par galeries souterraines, dans le rocher au-dessous du glacier. Il n'a été possible d'établir la forme du lit du glacier qu'à des endroits où un glacier venait de se retirer. Nous donnons (fig. 67 *a*, *b*, *c*), des profils en travers pris dans le bas du glacier du Rhône, après retrait de celui-ci. Ces profils se rapprochent extrêmement de la parabole ayant des deux côtés comme tangentes, les lignes des talus du terrain. Lorsque le glacier en retrait a abandonné son lit, la section de celui-ci est petit à petit déformée par l'érosion

(pluies et alternatives de gel et de dégel) et par les alluvions qui viennent combler sa base.

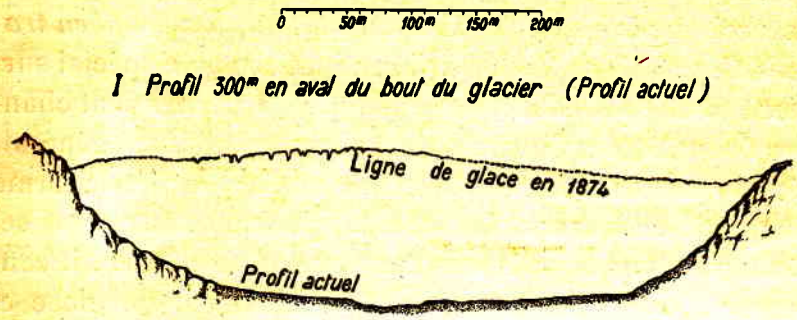


Fig. 67 *a*.

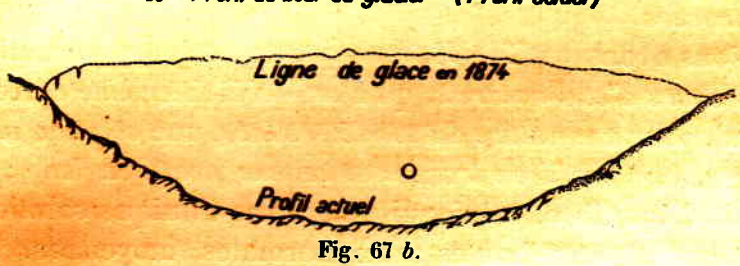


Fig. 67 *b*.

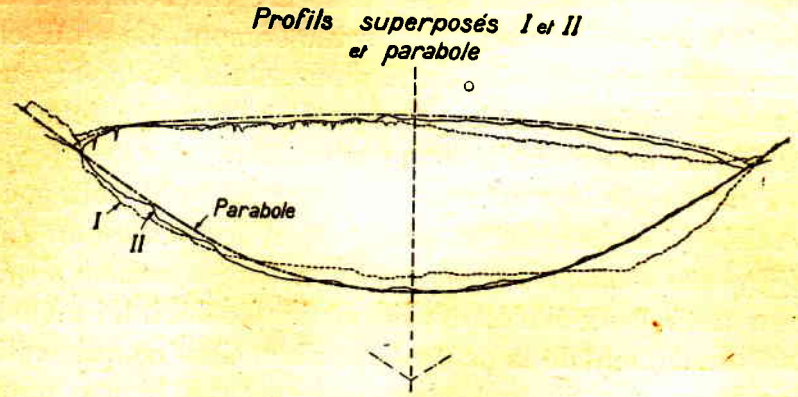


Fig. 67 *c*. — Profils du glacier du Rhône.

Comme à chaque largeur de glacier correspond un **profil** en travers déterminé (variable seulement dans

certaines limites avec la consistance de la roche, et que, d'autre part, ainsi que nous l'avons vu, à chaque pente correspond une largeur bien déterminée (fig. 60), il est naturel que *le glacier creuse, en général, son profil en travers d'après la pente disponible*. Si un obstacle spécial survient (roche plus dure, par exemple) le glacier peut changer de section et de pente superficielle, mais, en général, c'est le profil en long qui détermine la largeur *b* et la forme du profil en travers. Lorsque le glacier aura atteint cet état, que nous appellerons *état normal du glacier*, il conservera ensuite sa largeur et son épaisseur de glace et creusera progressivement son lit toujours plus *en profondeur en conservant le même profil en long et le même profil en travers*.

Nous avons vu Ch. VI, au sujet des lois de formation des *cours d'eau naturels*, qu'à *un débit déterminé* correspond, pour *une nature du sol déterminée*, une *solution unique comme profil en travers et comme profil en long* ; le débit d'équilibre, celui qui détermine l'unique solution, correspond aux hautes-eaux normales moyennes. Le profil en long d'équilibre est de forme parabolique dont la pente va en croissant de l'aval à l'amont. Le profil en travers normal est de forme sinusoïdale et, la largeur étant en général grande par rapport à la profondeur, ce profil peut être assimilé à une parabole.

Pour *un glacier*, au contraire, il semble qu'il y ait, pour *un débit bien déterminé* et pour une même *nature du sol*, *différentes solutions comme profil en long et comme profil en travers*, ceux-ci n'étant pas fonction du débit lui-même, mais seulement de la pente disponible. C'est ce qui explique la grande diversité des glaciers aussi bien comme profil en long que comme profil en travers et, par suite, comme vitesse du mouvement de la glace. Il est évident cependant que ces différents éléments se maintiennent dans certaines limites.

Erosion et approfondissement du glacier. — A une valeur de *b* correspond un profil en travers déterminé (fig. 68 *a*) (variant relativement peu avec la consistance de la roche). Si *b* reste constant, ce profil en travers du glacier doit rester comparable à lui-même. Mais, dans le cours des temps, le glacier qui constitue, avons-nous dit, un véritable rabot, use le fond et approfondit de plus en plus son lit (qui reste parallèle à lui-même). Il s'enfonce dans le sol, **tout en conservant sa section normale d'équilibre.**

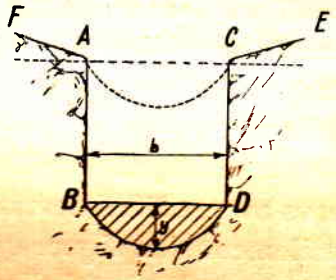


Fig. 68 *a*.

Si le rocher est très dur et les surfaces FA et CE à l'abri des influences atmosphériques (gel et érosion par l'eau), les parois AB et CD pourront rester verticales. Ceci se produit notamment dans les névés, lorsque les épaulements FA et CE ont été protégés par les couches de glace et

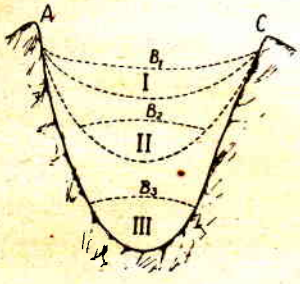


Fig. 68 *b*.

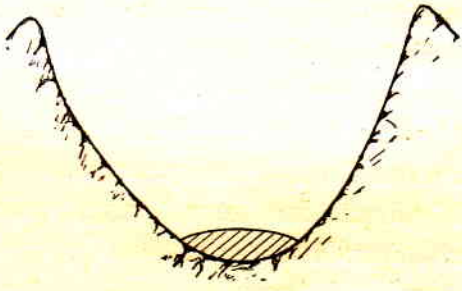


Fig. 68 *c*.

de neige, comme nous le verrons plus loin. En général, les parois AB et CD prendront une certaine pente, qui sera d'autant moins raide que le sommet A sera à une plus grande altitude par rapport à B (fig. 68 *b*). Si le glacier descend dans la vallée, les talus des deux

côtés prendront la forme parabolique correspondant au profil en travers d'équilibre des cours d'eau descendant eux-mêmes le long de ces talus (fig. 68 *c*).

Pour bien comprendre l'érosion du glacier, il faut tenir compte aussi du profil en long. Le glacier (fig. 69), dans son cours supérieur, s'approfondit jusqu'à ce que *son profil en travers (déterminé par b et y) soit en rapport avec la pente disponible et jusqu'à ce qu'il y ait parallélisme entre sa surface et le fond* ($\text{tg}\,\alpha = \text{tg}\,\beta$).

Le glacier a alors un profil en travers normal en rapport avec la pente qu'il a prise ; il est dans un état que nous avons défini comme *état normal du glacier*. On peut facilement s'expliquer que le glacier tende à prendre cet état normal, c'est-à-dire à *profil égal*. En effet, lorsque l'un de ses profils est rétréci par suite d'un obstacle, la vitesse en cet endroit est plus grande et l'érosion plus active, jusqu'à ce que l'équilibre se rétablisse.

Lorsque le glacier a ainsi son état normal, il creuse uniformément son lit et le *fond s'approfondit parallèlement* à lui-même ; ainsi, dans le cours des siècles, le glacier en se retirant déplacera son lit parallèlement et formera des vallées rectilignes à parois bien tranchées.

La fig. 69 fait comprendre le mécanisme géologique de ces transformations successives, qui donnent l'explication de la formation des vallées glaciaires et de la forme *en auge avec épaulements* des profils que nous trouvons souvent dans les Alpes.

On comprend qu'une vallée glaciaire, en rocher homogène, doive ainsi se « déplacer » en arrière suivant un tracé en ligne droite ; cette ligne ne sera déviée que si la dureté de la roche n'est pas la même en tous les points du lit du glacier ou encore si l'influence de vallées adjacentes se fait sentir. On trouve ainsi fréquemment dans les Alpes,

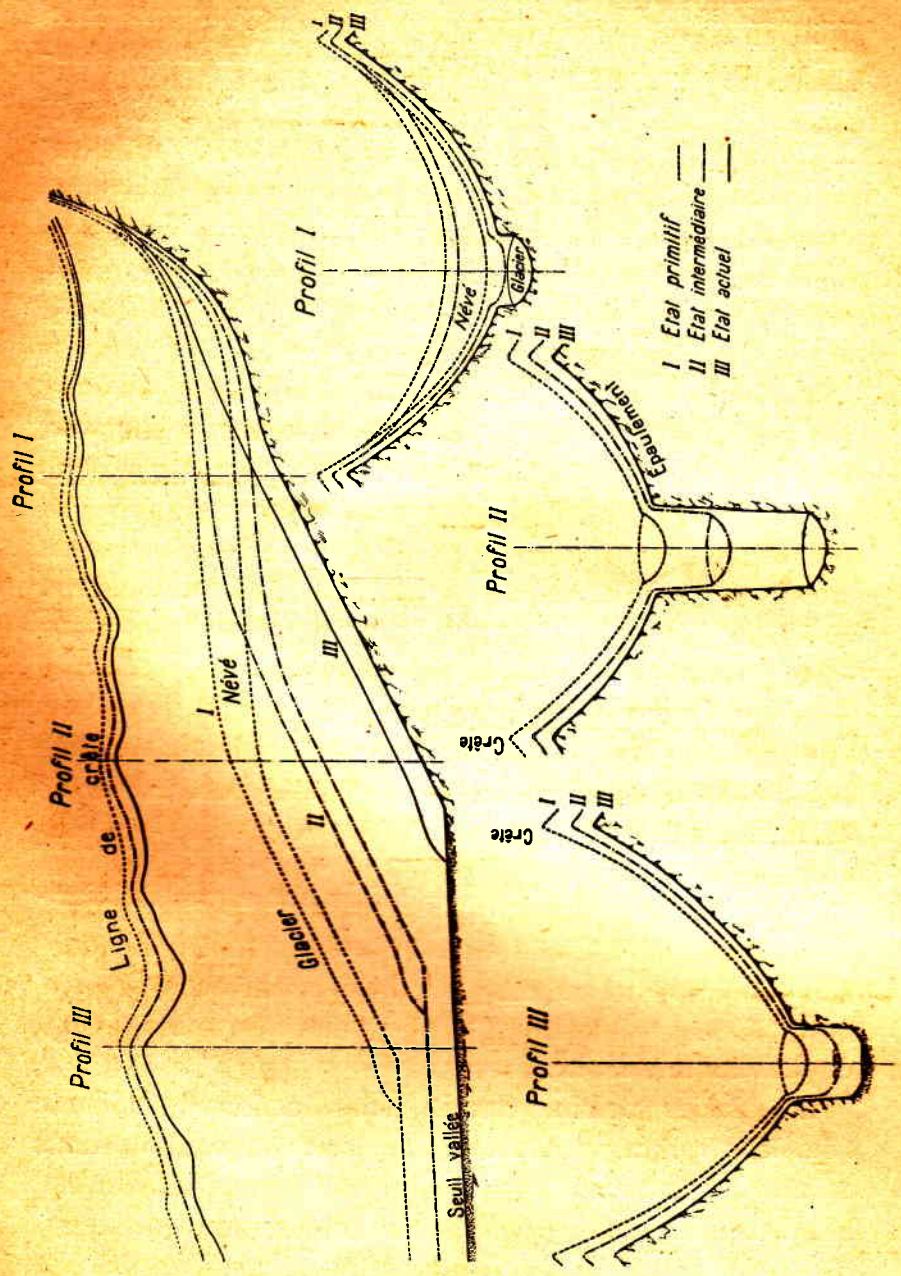


Fig. 69.

Schéma des transformations successives d'une vallée glaciaire.

des vallées à parois verticales et de largeur constante, qui ont été creusées par le glacier, et l'on trouve souvent, dans le cours supérieur de la vallée, un reste de ce glacier (vallée de Lauterbrunnen, Blindenthal, dans le Valais, etc.).

Mouvement des glaciers polaires. — Les formules que nous avons déterminées sont également applicables aux glaciers recouvrant les continents polaires.

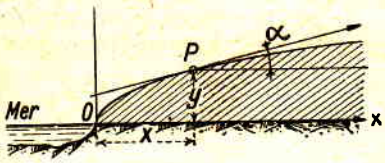


Fig. 70.

Pour un glacier en équilibre, reposant sur un sol horizontal, nous avons trouvé :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\text{tg } \varphi}{k_y}, \qquad (6)$$

tg α étant la pente superficielle du glacier; nous avons donc (fig. 70) :

$$\text{tg } \alpha = \frac{dy}{dx} = \frac{\text{tg } \varphi}{k_y}.$$

Si tg φ et k_y ne variaient pas avec la profondeur de glace y, ou bien encore si le rapport $\frac{\text{tg } \varphi}{k_y}$ était indépendant de y, nous pourrions intégrer facilement et nous obtiendrions :

$$y = \frac{\text{tg } \varphi}{k_y} \cdot x + c,$$

équation d'une droite.

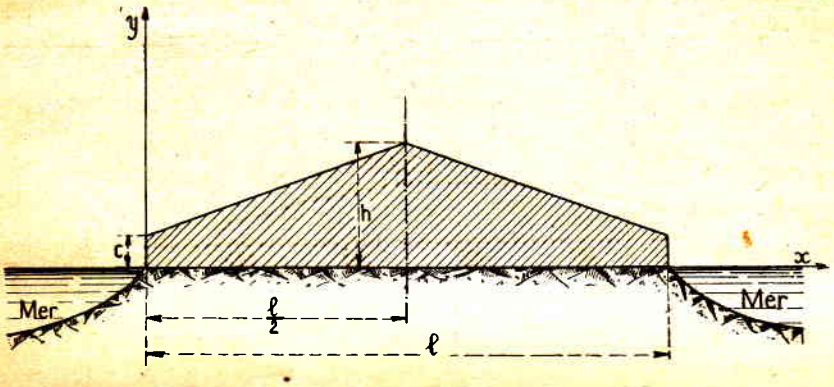
Le glacier polaire aurait alors la forme indiquée (fig. 71); c étant la hauteur du glacier à sa chute dans la mer, pour $x = 0$, $y = c$.

Au milieu du continent, pour $x = \frac{l}{2}$,

$$y = h = c + \frac{l}{2} \cdot \frac{\text{tg } \varphi}{k_y};$$

cette valeur de y représenterait l'altitude la plus élevée du glacier.

Nous donnons (fig. 72) deux profils en travers de l'Is-



$$h = c + \frac{\ell}{2}\frac{tg\varphi}{k_y}$$

Fig. 71.

landeis du Groenland, résultant des voyages de MM. Nansen et de Quervain à travers le Groenland. Ces profils se rapprochent du profil théorique que nous avons trouvé (fig. 71). Ils en diffèrent cependant parce que, pour trouver ce profil théorique, outre l'hypothèse d'un glacier en équilibre, nous avons dû faire deux suppositions qui ne sont pas réalisées. Nous avons admis, en premier lieu, que le sol du continent était horizontal, ce qui n'est probablement pas le cas. Nous avons ensuite supposé que le rapport $\frac{tg\varphi}{k_y}$ était constant, alors qu'en réalité ce rapport diminue lorsque y augmente ; cela résulte de ce que k_y augmente avec la plasticité de la glace (surtout pour les valeurs de y supérieures à 240 mètres), c'est-à-dire avec y, tandis que $tg\,\varphi$ diminue lorsque cette plasticité augmente.

Si le sol du continent était horizontal et le glacier en équilibre, on pourrait, à l'aide des pentes superficielles

du glacier, établir en partant de la formule 6 une valeur approximative de $\frac{\operatorname{tg}\varphi}{k_y}$ en fonction de y.

La forme réelle de la section du glacier est comprise entre le profil donné (fig. 71) et une demi-ellipse.

En admettant que le profil soit une demi-ellipse, voyons

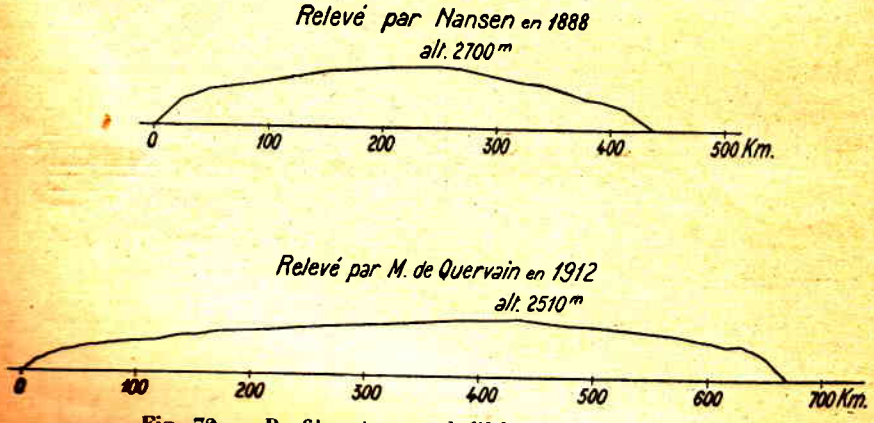


Fig 72. — Profil en travers de l'Islandeis du Groenland.

comment varie le rapport $\frac{\operatorname{tg}\varphi}{k_y}$ avec l'épaisseur y du **glacier :**

Prenons comme origine des coordonnées le centre de l'ellipse (fig. 73 *a*) ; l'équation de l'ellipse rapportée à ses deux axes de symétrie est :

$$\frac{x^2}{\left(\frac{l}{2}\right)^2} + \frac{y^2}{h^2} = 1$$

soit :

$$x = \pm \frac{l}{2h} \cdot \sqrt{h^2 - y^2} \; ;$$

on en tire :

$$\frac{dx}{dy} = \pm \frac{l}{2h} \cdot \frac{y}{\sqrt{h^2 - y^2}}$$

$$\frac{dy}{dx} = \pm \frac{2h}{l} \cdot \frac{\sqrt{h^2 - y^2}}{y} .$$

Or, nous avons trouvé :

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\operatorname{tg}\varphi}{k_y}$$

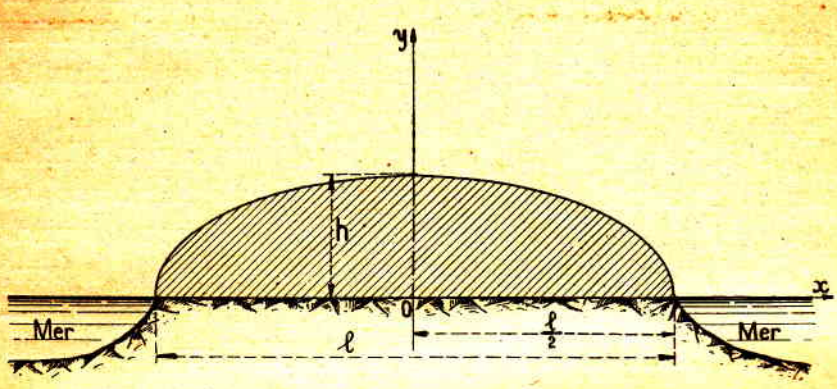


Fig. 73 *a*.

donc :

$$\frac{\operatorname{tg}\varphi}{k_y} = \pm \frac{2h}{l} \cdot \frac{\sqrt{h^2 - y^2}}{y}.$$

Pour $y = 0$ nous trouvons $\frac{\operatorname{tg}\varphi}{k_y} = \infty$; cela se conçoit.

Répartition des vitesses
dans un glacier polaire à sol horizontal

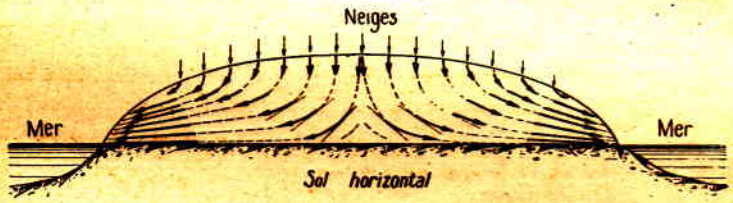


Fig. 73 *b*.

car sous une faible épaisseur la glace se comporte comme un corps solide et $k_y = 0$. Pour $y = h$, $\frac{\operatorname{tg}\varphi}{k_y} = 0$; cela se conçoit également, car on peut admettre que,

sous une grande épaisseur, la glace est presque liquide (k_y voisin de l'unité) et son coefficient de frottement tg φ très petit.

Dans les grands glaciers polaires à base horizontale, la glace, sous la poussée des masses supérieures, s'achemine lentement du milieu du continent vers les extrémités (fig. 73 *b*).

Le glacier glisse sur le sol et, en même temps, s'étale, les couches inférieures avançant plus rapidement que les couches supérieures. La vitesse d'avancement devient d'autant plus grande que l'on se rapproche de la mer, parce que le débit de glace augmente alors que la hauteur du glacier c'est-à-dire sa section diminue.

CHAPITRE XII

ÉROSION GLACIAIRE ET ÉROSION FLUVIALE. DÉPOT DES ALLUVIONS.

Provenance des matériaux d'érosion. — Les matériaux charriés par les glaciers, les rivières et les fleuves proviennent de la désagrégation des roches de l'écorce terrestre. Déposés ensuite comme sédiments ou alluvions, ils sont souvent repris à nouveau par les cours d'eau, lorsque, par suite de bouleversements géologiques, une période d'érosion succède à une période d'alluvionnement. Dans le cours supérieur de la rivière, le transport sera d'autant plus important que la désagrégation de la roche se produira d'une façon plus intense.

L'atmosphère, l'eau, la glace, les changements de température, mais surtout les alternatives de gel et de dégel, sont les principaux agents de désagrégation. L'eau, qui s'infiltre dans les fentes ou pores des roches, augmente de volume en gelant et disloque ces roches, soit en petits fragments, soit en gros blocs. Cette influence est particulièrement active dans la haute montagne, en été, lorsqu'il gèle pendant la nuit, tandis que le soleil est brûlant pendant le jour. Alors que dans la plaine ces alternatives de gel et de dégel ne se produisent que relativement peu de fois par an, elles sont presque journalières en été dans la haute montagne. On conçoit que, dans ces conditions, la désagrégation de la roche y soit plus active que partout ailleurs. Sommets déchiquetés, gros blocs détachés des rochers, pierriers qui s'étalent sur le flanc des montagnes,

sont autant de témoins de ce travail destructeur de la nature, qui donne si souvent aux paysages des Hautes-Alpes un caractère de sauvage désolation.

Nature des matériaux transportés par le glacier. — Tous les produits de désagrégation des rochers font lentement leur chemin vers la plaine. L'eau de ruissellement transporte les plus petites parcelles, le limon et le sable ; les petits filets d'eau les réunissent dans le torrent sous le glacier. La neige et les avalanches transportent les pierres qui sont sur leur passage ; d'autres fois, les pierres amoncelées finissent par glisser d'elles-mêmes sur leur talus naturel. Arrivés sur les névés et sur les glaciers, ces produits de désagrégation forment les moraines et suivent le cours du glacier qui les porte ou les pousse. Enfin, le glacier lui-même, en *polissant* la roche, produit une boue argileuse qui est entraînée par l'eau. Cette boue se dépose dans les endroits où l'eau n'est plus en mouvement, par exemple dans le fond des lacs, où elle se transforme progressivement en argile.

Les matériaux constituant les moraines, entraînés par le glacier, restent anguleux, n'étant pas roulés comme les alluvions charriées par les cours d'eau ; toutefois, les cailloux des moraines internes et des moraines de fond subissent une usure par frottement et compression, qui leur donne l'aspect de galets polis mais striés. Les terrains morainiques se distinguent donc des terrains d'alluvions par la forme anguleuse de leurs pierres. Quant au terrain qui agglomère ces sédiments, il est, en général, de nature argileuse, sans couches régulières ; il provient de la boue produite par le glissement des glaces sur les roches. Les graviers et cailloux de provenance fluviale sont, au contraire, toujours polis et arrondis par le roulement prolongé dans le lit de la rivière et par le frottement du sable

que l'eau contient. Ils se déposent suivant des couches horizontales qui caractérisent les terrains d'alluvions. Il en est de même de l'argile. Les pierres anguleuses réunies par un ciment secondaire plus ou moins développé constituent la *brèche*, sans couches régulières, caractéristique d'un terrain morainique. Les galets ronds, réunis également par un ciment, constituent le *poudingue*, caractéristique d'un terrain d'alluvions.

Importance de l'érosion glaciaire et de l'érosion fluviale dans le rocher. — Dans les parties du bassin glaciaire non protégées par les névés, la désagrégation de la roche est, comme nous l'avons exposé, incomparablement plus forte que dans les bassins de moindre altitude, mais elle est très faible sous les névés, à cause de la faible vitesse de glissement et de la fluidité de la masse. Dans le glacier d'écoulement, au contraire, où se fait le travail de rabotage, l'érosion est très active, surtout dans les périodes de croissance du glacier, où la vitesse de glissement est beaucoup plus grande. Nous avons déjà montré, dans un exemple, que cette vitesse de glissement, presque nulle dans les glaciers en retrait, devient relativement élevée pour les glaciers en croissance (dans le glacier de Vernagtferner, la vitesse par an a passé de 17 mètres en 1889 à 280 mètres en 1899). L'érosion doit naturellement suivre dans ce cas la même progression. Les données comparatives manquent malheureusement à ce sujet ; cependant nous voyons que, déjà en temps ordinaire, la Massa (écoulement du glacier d'Aletsch) charrie par an un pourcentage de sédiments de même valeur que celui du Rhône. Comme une grande partie de son bassin est recouverte par des névés, où l'érosion est presque nulle, il s'ensuit que, dans le reste de son bassin, l'érosion par unité de débit est plus active que dans l'ensemble du bassin fluvial du Rhône.

Il est naturellement difficile de déterminer, dans les apports d'une rivière glaciaire, ce qui provient de l'érosion du lit du glacier et ce qui est amené par ruissellement dans le torrent.

Dans les glaciers, chaque pierre charriée lentement sur le sol supporte une partie du poids de l'épaisseur du glacier et rabote le rocher. Le produit de ce travail de polissage est amené à la rivière sous forme de vase mélangée avec l'eau. Cette vase constitue la majeure partie des apports d'un torrent glaciaire, tandis que, dans un cours d'eau ordinaire, les apports consistent surtout en galets, graviers et sables. Ceux-ci sont transportés à une vitesse infiniment plus grande que les pierres sous le glacier.

Lorsque le glacier a une grande épaisseur, la glace devient à une certaine profondeur plastique ou semi-fluide et l'érosion est insignifiante. Cela explique, d'une part, **l'étalement en largeur du glacier qui, au lieu de s'enfoncer dans le sol en creusant son lit par érosion, s'étend sur ses bords, et cela donne, d'autre part, la raison pour laquelle les grands glaciers préhistoriques ne paraissent guère avoir causé d'érosion dans leur lit. C'est la constatation de ce dernier fait qui a parfois fait nier à tort l'érosion glaciaire.**

Nous avons montré précédemment que l'extrémité du glacier constituait, pendant ses périodes de croissance, un outil à pouvoir érosif d'une puissance extraordinaire, et il paraît probable que la plupart des lacs de Suisse et de la Haute-Italie, qui se trouvent aujourd'hui à l'emplacement des extrémités des glaciers préhistoriques, sont dus au travail de ces glaciers. Les moraines frontales, qui se trouvent à l'extrémité de presque tous les grands lacs de Suisse, confirment cette hypothèse. La grandeur du lac est en rapport avec l'importance du glacier qui l'a formé,

avec la nature plus ou moins dure de la roche dans laquelle il a été creusé et enfin avec le temps pendant lequel l'extrémité du glacier a évolué sur son parcours. Un grand glacier, comme le glacier du Rhône, évoluant pendant des centaines de siècles en exerçant une poussée immense (voir chap. XI) sur un sol de molasse, a parfaitement pu former le lac Léman.

Dépôt des alluvions. — Les alluvions roulées ou en suspension dans un fleuve se déposent dans son cours inférieur soit sur ses rives, au moment des crues, par débordement (colmatage des rives), soit dans son propre lit mineur, provoquant ainsi son exhaussement. Comme nous l'avons montré au chap. VII, la plaine inondée prend ainsi une pente régulière allant vers la mer et correspondant à la pente d'équilibre du fleuve. La plaine inférieure du Mississipi a certainement été formée ainsi par le limon argileux provenant de l'érosion glaciaire de son cours supérieur.

Lorsqu'un cours d'eau débouche dans un lac, celui-ci sera comblé progressivement par les apports. La quantité d'apports a été mesurée dans différents lacs et varie, comme nous l'avons dit au chap. IX, entre 0,1 et 0,2 ‰ du volume d'eau débité. Les dépôts dans un lac se font par couches successives. La pente du talus va en s'amoindrissant vers le bas parce que les graviers les plus grossiers se déposent dès l'arrivée dans le lac, la vitesse du courant devenant insuffisante pour les charrier plus en aval, tandis que les sables, plus légers, sont entraînés d'autant plus loin que leur grain est plus petit ; la vase se dépose au delà, en pente encore plus douce. La fig. 74 donne une coupe d'un pareil talus dans l'axe de la rivière débouchant dans un lac.

Dans un dépôt d'alluvions formé de cette manière, on

trouvera donc au-dessus de la cuvette rocheuse du lac, en premier lieu, de la vase argileuse qui pourra se transformer plus tard en argile, ensuite du sable qui pourra se transformer en molasse, enfin des graviers dont les interstices seront remplis de limon. La couche de graviers

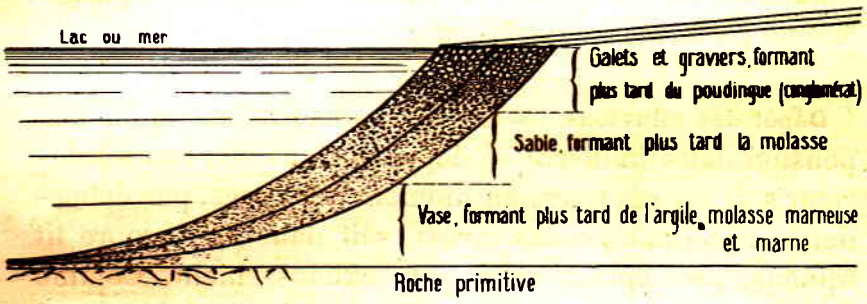


Fig. 74. — Répartition des alluvions déposées par un cours d'eau, dans un lac ou dans la mer.

pourra se transformer avec le temps en conglomérat ou poudingue. Le mécanisme de cette formation donne, dans bien des cas, la clef de la superposition des couches sédimentaires. Toutefois, ce processus de superposition des couches a subi des fluctuations et des interruptions dues soit à des périodes consécutives d'érosion et d'alluvionnement, soit encore à des bouleversements tectoniques.

Lorsque l'eau du cours d'eau est à une température inférieure à celle de l'eau du lac dans lequel ce cours d'eau débouche (rivière provenant des glaciers), elle descend, du fait de sa densité plus grande, vers les couches inférieures du lac. Elle peut même former alors, dans le fond, un delta sous-marin. Il se produit à la surface, entre les eaux troubles déversées par le fleuve et descendant au fond du lac et les eaux limpides de celui-ci, refoulées par les premières, une ligne de démarcation nettement tranchée (Rhône à son débouché dans le lac Léman).

Un phénomène inverse se produit lorsque l'eau d'un

fleuve débouche dans la mer, dont la densité est plus grande. Dans ce cas, les eaux du fleuve s'étalent à la surface et les matières ténues sont projetées assez loin dans la mer. Cette action étant contrecarrée par les courants venant de la mer et par les vagues, les matières amenées par le fleuve forment, au delà de son embouchure, une barre sous-marine, laissant entre sa crête et la surface de la mer une section d'eau correspondant à la vitesse limite d'entraînement des matières en suspension. Le Mississipi, qui a une profondeur de 25 à 30 mètres à son débouché, passe seulement avec 3,5 à 5 mètres de profondeur par-dessus la barre de limon qui se trouve devant son delta ; cette barre avance dans la mer d'environ 100 mètres chaque année.

Période de plus grande activité de l'érosion. — Le transport des matériaux se fait, dans les glaciers comme dans les cours d'eau, d'une manière intermittente. Dans les rivières et fleuves, ce transport est nul aux basses-eaux et maximum au temps de fortes crues. Quant à l'apport des torrents glaciaires, il est presque nul en hiver et atteint son maximum en été. Il augmente considérablement, pour les raisons déjà exposées, quand les glaciers sont en période de croissance.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE XIII

LES LACS ET LEUR FORMATION

Durée géologique limitée des lacs. — Les lacs constituent des anomalies du régime fluvial. Ils n'ont pas été creusés par les cours d'eau qui les traversent, car les fleuves ne peuvent former des contre-pentes comme celles que l'on trouve au fond des lacs. Les cours d'eau, en effet, établissent leur profil en long suivant une pente plus ou moins régulière, mais toujours de même sens, de l'amont vers l'aval (1). Les fleuves approfondissent graduellement leur propre lit à l'amont, du fait de l'érosion régressive, et, lorsqu'ils débouchent dans des lacs, ils transportent dans ceux-ci les produits d'érosion. Ce double phénomène, érosion du fleuve à l'amont, alluvionnement à l'aval, tend à faire disparaître complètement les lacs, en nivelant le sol où ils sont encaissés ; leur durée géologique est donc limitée. Ainsi, le lac Léman, qui a un volume de 87 milliards de mètres cubes, serait comblé en 45 000 ans environ par les eaux du Rhône qui apportent annuellement environ 1 900 000 mètres cubes d'alluvions dans le lac.

Très souvent, l'émissaire d'un lac traverse des massifs de rochers en formant soit des *cascades* (chute du Niagara, chute du Rhin, chute de l'Imatra, en Finlande, etc.), soit des *gorges* (gorge de Bellegarde, lac Léman). Ces barres rocheuses ont retardé le travail d'approfondisse-

(1) Les contre-pentes qui se forment dans le lit d'un fleuve, au passage d'une gorge étroite à un profil élargi, sont de faible longueur et ne peuvent être comparées à celles des lacs (voir fig. 44).

ment du fleuve et consécutivement l'assèchement du lac. Les gorges ne peuvent se former à l'aval d'un lac que si l'émissaire, qui ne transporte que des eaux claires du fait de la décantation des eaux dans le lac, reçoit, d'un affluent, des eaux troubles contenant des graviers et galets qui, progressivement, par frottement, useront le rocher et creuseront un chenal au fleuve (exemple : l'Arve débouchant dans le Rhône à sa sortie du lac Léman). Nous avons déjà étudié le cas de la formation des gorges au chap. VII.

Lacs glaciaires. — Si les fleuves n'ont pu creuser les lacs, les glaciers, par contre, qui forment une masse compacte, peuvent, lorsqu'ils se trouvent dans certaines conditions, former des contre-pentes.

Ainsi, dans le cours des siècles, lorsque, par suite de changements climatériques, un glacier se retire, il laisse derrière lui une cuvette dont le bord aval est constitué par la moraine frontale qu'il a poussée devant lui dans ses périodes de croissance ; l'eau s'écoule dans cette cuvette et y forme un lac.

On ne peut avoir de doute sur l'origine glaciaire de la plupart des lacs que nous trouvons encore dans les Hautes-Alpes et dans les Pyrénées à des altitudes variant entre 1 800 et 2 500 mètres, surtout dans des massifs granitiques. Si l'on ne trouve plus de lacs à une altitude inférieure, c'est que les glaciers s'en sont retirés depuis plus longtemps et que les lacs qu'ils avaient creusés se sont comblés depuis lors ; d'ailleurs les nombreux replats (plans, Boden) des hautes vallées des Alpes dénotent la présence d'anciens lacs glaciaires.

Les roches granitiques des Hautes-Alpes et des Pyrénées, comme celles de la Scandinavie et de la Finlande, sont particulièrement favorables à la formation de lacs. Bien que compactes, elles présentent de grandes diffé-

rences de dureté. Ce fait s'est vérifié, par exemple, dans la construction de nombreux tunnels que nous avons eu à faire percer dans cette roche en vue d'installations hydro-électriques dans les massifs des Alpes et des Pyrénées. Suivant la nature du granit, la vitesse de perforation variait du simple au double dans une même galerie. Dans les tunnels parallèles au flanc de la montagne, on pouvait constater que l'avancement était plus rapide lorsqu'on arrivait sous une dépression superficielle, plus lent lorsqu'on arrivait dans des parties qui présentaient un bombement à la surface. Cette variabilité de dureté des couches de granit est probablement due aux inégalités de pressions qui se sont exercées sur ces couches, à des époques géologiques antérieures.

En ce qui concerne le glacier, son travail d'érosion sera naturellement plus ou moins efficace suivant que la roche qu'il « rabote » sera plus ou moins tendre. Les roches moutonnées, que les glaciers mettent à découvert lorsqu'ils se retirent, sont le témoignage de cette inégalité d'usure. La plupart des lacs de montagne ne sont pas autre chose que des vallonnements dus aux mêmes causes. Ces lacs se trouvent souvent ainsi par série dans une même vallée dont la roche présente des conditions d'inégalité de dureté. La fig. 75 donne un exemple de lacs ainsi formés ; ce sont les lacs du Flamisell supérieur, dans les Pyrénées, que la Société Energia Eléctrica de Cataluna a utilisés pour ses usines hydro-électriques (1). La forme et le groupement de ces lacs, qui sont tous dans le granit, rappellent parfaitement la structure des roches moutonnées.

On est étonné à première vue de constater que les lacs innombrables de Finlande aient pu se former sur une

(1) L'énergie produite dans ces usines est amenée à Barcelone par une ligne électrique de 170 kilomètres.

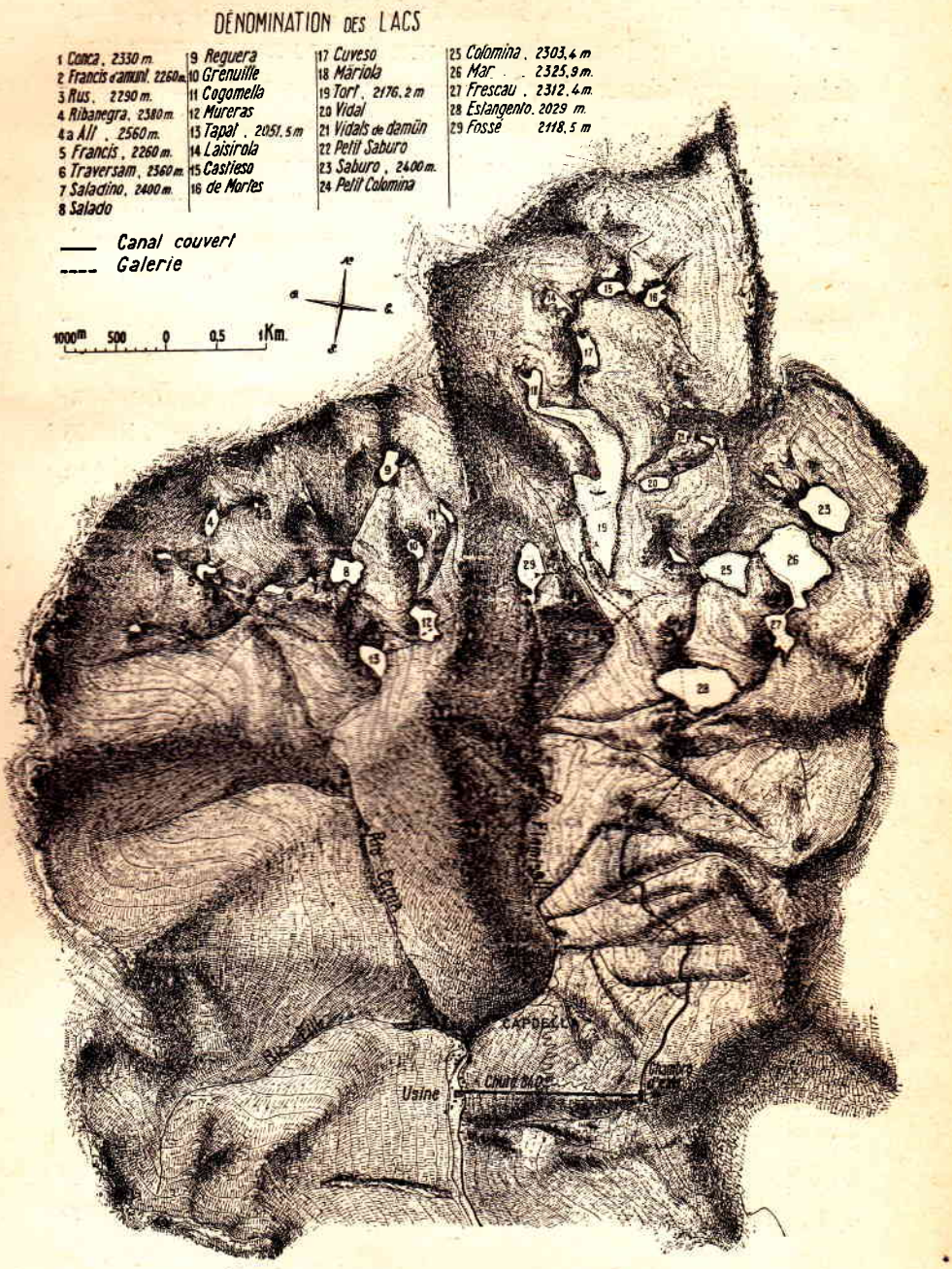


Fig. 75. — Lacs du Flamisell Supérieur (Pyrénées Espagnoles).

assiette presque plate, mais il faut considérer que les glaciers des plateaux de Suède, de Finlande, etc., se mouvaient, comme se meuvent aujourd'hui ceux du Groenland, sous l'effet de leur poids, comme une bouillie plastique, prenant le chemin le plus court vers la mer (voir chap. XI). On distingue nettement ce sens du mouvement par l'orientation générale de la direction des lacs, orientation bien visible sur la carte.

Souvent, dans les hautes montagnes, les couches de glace descendant des pentes d'alentour ont concentré leurs efforts sur la base du glacier et ont contribué au creusement de la roche; c'est ce qui explique la formation des lacs de haute altitude situés au pied de cirques de montagnes (Alpes et Pyrénées). D'ailleurs, sous cette poussée, le glacier n'avait pas de peine à franchir la contre-pente formée par la barre de roche plus dure, qui constitue aujourd'hui la limite aval de la plupart de ces lacs.

Fig. 76

Fig. 77.

Lorsque le glacier s'est retiré, la cuvette s'est remplie d'eau et le trop-plein s'est écoulé sur le point le plus bas de la barre rocheuse, point généralement voisin du milieu.

Le lac retenant le sable amené par l'eau, son émissaire n'écoulait que de l'eau pure et le creusement de la rigole de sortie n'a pu être que très lent. L'usure de la roche s'est faite surtout par les glaces qui se déversaient au printemps, lorsque le lac dégelait. Aussi la forme de la rigole de ces émissaires, à la sortie des lacs, est-elle des plus intéressantes à observer (voir fig. 76 émissaire du lac Tort et fig. 77 émissaire du lac Estangento, tous deux dans les Pyrénées).

Cette forme est absolument différente de celle qui se produira lorsque, le lac une fois comblé, la rivière transportera du sable et des graviers. L'usure de la roche se fera ensuite dans le fond et l'émissaire creusera une gorge profonde (voir formation des gorges, chap. VII). On pourra alors observer dans le même profil les deux états (fig. 78).

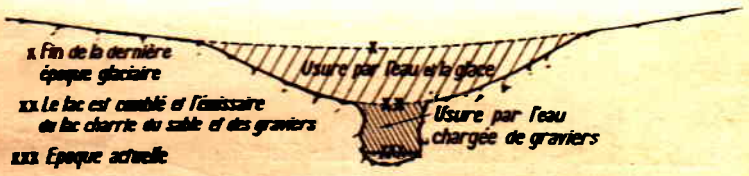


Fig. 78.

Si l'on connaissait l'importance de l'usure annuelle, on pourrait, d'après les profils actuels, calculer l'âge de ces différentes périodes par rapport à notre époque.

Les lacs de montagne ne se comblent que lentement si de grands torrents n'y débouchent pas. Le ruissellement de l'eau superficielle y amène souvent du très beau sable à gros grains, qui est excellent pour la maçonnerie, surtout s'il provient de terrains granitiques.

Nous avons déjà parlé au chap. XII de la cause probable de la formation de grands lacs aux extrémités des énormes glaciers préhistoriques. Cette origine reste encore discutée et quelques géologues attribuent — à tort croyons-nous — ces lacs à des bouleversements tectoniques.

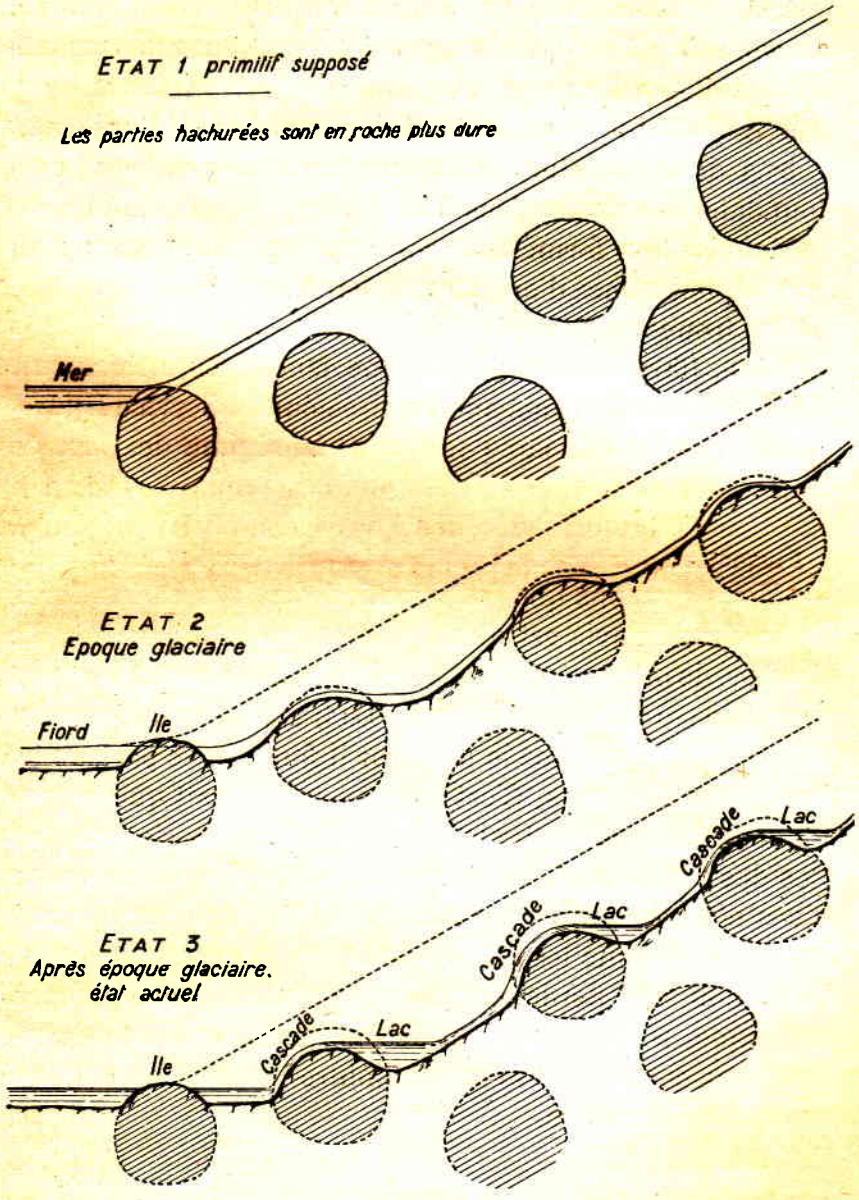


Fig. 79.

Autres causes de formation des lacs. — **En dehors des** lacs de formation glaciaire, il en **existe d'autres qui sont** dus à d'autres causes :

1° A un éboulement qui vient barrer le cours d'un fleuve, au cône de déjection d'un grand torrent ou aux torrents de lave d'un volcan.

2° A des bouleversements géologiques (lacs tectoniques).

3° A des dissolutions chimiques qui se produisent surtout dans le calcaire (lacs karstiques).

Mais les lacs formés par ces causes sont beaucoup plus rares que les lacs d'origine glaçiaire.

On trouvera dans *le Globe* (1916, tome 55, édité à Genève, librairie Burkhardt) une étude très intéressante de M. Collet, géologue, ancien directeur du Service Hydrographique Suisse, sur l'origine et le régime des lacs de Suisse.

Formation des lacs successifs de la Scandinavie (fiords, etc.). — Nous pensons que la formation des lacs et des fiords de la Scandinavie est due à une cause analogue à celle des lacs de montagnes. Les glaciers, plus importants, y ont formé des gradins plus grands. Le travail du glacier cesse dès qu'il plonge dans la mer, car il fond ou se partage en banquises flottantes. C'est ce qui expliquerait que la profondeur des fiords est relativement faible et varie peu. Les îles des fiords sont les restes de roches plus dures que la glace n'a pas entièrement minées. La figure schématique 79 représente les différents états d'une pareille transformation. Les fiords, aux longs couloirs à tracé presque rectiligne, sont le pendant des gorges glaciaires se prolongeant, comme nous l'avons montré au chap. XI, en tracé rectiligne à l'arrière.

DEUXIÈME PARTIE

MÉCANISME DE L'EAU DANS LES TUYAUX ET LES DIFFÉRENTS OUVRAGES D'UNE INSTALLATION HYDRO-ÉLECTRIQUE

CHAPITRE XIV

ÉTUDE THÉORIQUE DU MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU SOUS PRESSION DANS LES TUYAUX (CANALISATIONS FORCÉES)

Vitesses des filets d'eau dans un tuyau. — Soit un tuyau de section circulaire uniforme, de rayon intérieur r_i, de lon-

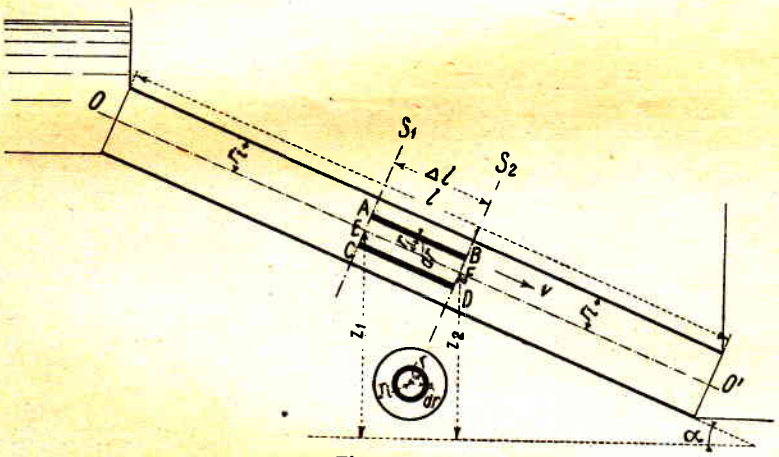


Fig. 80.

gueur l, rectiligne, incliné d'un angle α sur l'horizontale, dans lequel coule de l'eau en *régime permanent*. Coupons le tuyau par un plan S_1 qui lui est perpendiculaire et cherchons comment se répartissent les vitesses des filets d'eau en tous les points de cette section. Nous choisirons la section S_1 assez éloignée des extrémités du tuyau pour que les tourbillons provoqués par l'eau, à l'entrée et au débouché du tuyau, ne se fassent pas sentir. Soit p_1, la pression de l'eau au point E où le plan S_1 rencontre l'axe

du tuyau et soit z_1, l'altitude de ce point. Nous admettrons que p_1 et z_1 sont constants pour tous les points de la section S_1, ce qui revient à supposer que le diamètre du tuyau est faible par rapport à sa longueur. Coupons le tuyau par un autre plan S_2 distant de Δl du plan S_1 ; soient z_2 l'altitude et p_2 la pression de tous les points de cette section. Considérons, à l'intérieur de l'élément de tuyau ainsi limité entre les plans S_1 et S_2 et de longueur Δl, un filet liquide constitué par un anneau cylindrique, de rayon intérieur r, de rayon extérieur $r + dr$. Soient v la vitesse des molécules d'eau sur la face intérieure de l'anneau (1) et $v + dv$ sur la face extérieure. Cherchons quelles sont les forces agissant sur l'anneau :

1° Les pressions dP_1 et dP_2 agissant sur les extrémités de l'anneau dans la direction de l'axe. Ces forces sont, en prenant comme sens positif le sens OO' :

$$dP_1 = p_1 \cdot 2\pi r \cdot dr$$

$$dP_2 = -p_2 \cdot 2\pi r \cdot dr$$

2° La composante du poids de l'anneau suivant l'axe :

$$dP_3 = 2\pi r \cdot dr \cdot \gamma \cdot \Delta l \cdot \sin \alpha$$

$$= 2\pi r \cdot dr \cdot \gamma \cdot (z_1 - z_2)$$

3° La résultante générale des forces de frottement intérieur (dû à la viscosité du fluide) le long de la veine liquide.

α) Sur la face intérieure de l'anneau, la résultante des

(1) *Remarque.* Nous admettons que toutes les molécules d'eau équidistantes de l'axe sont animées de la même vitesse. Cela n'est pas rigoureusement exact, car si l'équation de continuité exige que les vitesses moyennes de l'eau dans les sections S_1 et S_2 soient égales, il n'en résulte pas nécessairement que la répartition des vitesses soit identique et que la vitesse v ait la même valeur en A et en B. Pour que cela soit le cas, il faudrait que le coefficient de cohésion μ de l'eau soit le même dans les deux sections, c'est-à-dire qu'il soit indépendant de la pression, ce qui paraît ne pas être absolument exact pour de faibles pressions.

forces de frottement intérieur est proportionnelle à la surface de frottement $2\pi r.\Delta l$, au coefficient de viscosité μ et à $\frac{dv}{dr}$ (voir ch. IV).

$$F_1 = -\mu \cdot 2\pi r \cdot \Delta l \cdot \frac{dv}{dr}$$

Nous avons mis le signe —, car $\frac{dv}{dr}$ est négatif puisque v diminue quand r augmente, c'est-à-dire quand on se rapproche des parois, et la force F_1 étant une force d'entraînement (action d'un filet à vitesse plus grande sur un filet à vitesse plus faible) est positive et dirigée dans le sens O O', qui est le sens positif ou sens du mouvement.

b) Sur la face extérieure, la résultante des forces de cohésion (opposée au mouvement, donc négative) est :

$$F_2 = -(F_1 + dF_1)$$

La résultante générale des forces de frottement intérieur est donc :

$$F_1 + F_2 = -dF_1.$$

soit :

$$-dF_1 = +d\left(\mu \cdot 2\pi r \cdot \Delta l \cdot \frac{dv}{dr}\right)$$

$$-dF_1 = +2\pi \cdot \mu \cdot \Delta l \cdot d\left(r \cdot \frac{dv}{dr}\right)$$

4° Les forces d'inertie sont nulles, le filet liquide étant en mouvement uniforme et rectiligne.

Ecrivons que la somme algébrique de toutes ces forces de même direction est nulle ; nous obtenons successivement :

$$dP_1 + dP_2 + dP_3 + F_1 + F_2 = 0$$

$$dP_1 + dP_2 + dP_3 - dF_1 = 0$$

soit :

$$2\pi r \cdot p_1 \cdot dr - 2\pi r \cdot p_2 \cdot dr + 2\pi r \cdot dr \cdot \gamma \cdot (z_1 - z_2)$$

$$+ 2\pi\mu \cdot \Delta l \cdot d\left(r \cdot \frac{dv}{dr}\right) = 0$$

$$p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2) = -\mu \cdot \Delta l \cdot \frac{1}{r} \cdot \frac{d\left(r \cdot \frac{dv}{dr}\right)}{dr}$$

$$\frac{d\left(r \cdot \frac{dv}{dr}\right)}{dr} = -\frac{p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2)}{\mu \cdot \Delta l} \cdot r$$

$$r \cdot \frac{dv}{dr} = -\frac{1}{2} \frac{p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2)}{\mu \cdot \Delta l} \cdot r^2 + C$$

$$\frac{dv}{dr} = -\frac{1}{2} \frac{p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2)}{\mu \cdot \Delta l} \cdot r + \frac{C}{r}$$

$$v = -\frac{1}{4} \frac{p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2)}{\mu \cdot \Delta l} \cdot r^2 + C \log_e r + C',$$

C et C' étant les constantes d'intégration.

Or C = 0 parce que la vitesse est maximum **dans l'axe** du tuyau (lorsque $r = 0$, $\frac{dv}{dr} = 0$ **et C = 0); par** conséquent :

$$v = -\frac{1}{4} \frac{p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2)}{\mu \cdot \Delta l} \cdot r^2 + C';$$

pour $r = 0$, $v = v_{max} = C'$; nous obtenons ainsi :

(1) $$v = v_{max} - \frac{1}{4} \frac{p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2)}{\mu \cdot \Delta l} r^2$$

On voit donc que la surface représentative des vitesses des molécules d'eau dans une section circulaire uniforme d'une canalisation forcée rectiligne est un paraboloïde de révolution dont l'axe est confondu avec **l'axe du tuyau.**

En outre, l'équation de Bernouilli **appliquée à la masse** liquide totale comprise **entre S_1 et S_2 donne :**

$$\frac{p_1 - p_2}{\gamma} + z_1 - z_2 + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} = h_1 \text{ (1)}$$

h_1 : **perte de charge** entre S_1 et S_2 tenant compte des frot-

1) Equation homogène à une longueur L v_1 et v_2 vitesses moyennes.

tements intérieurs dans la masse liquide et des frottements contre la paroi. Comme $v_1 = v_2$,

$$p_1 - p_2 + \gamma \cdot (z_1 - z_2) = \gamma \cdot h_1 \tag{2}$$

et en portant cette valeur dans (1) nous obtenons :

$$v = v_{max} - \frac{1}{4} \frac{\gamma \cdot h_1}{\mu \cdot \Delta l} \cdot r^2 \tag{3}$$ (1)

C'est l'expression de la vitesse d'un filet d'eau situé en un point quelconque du tuyau, en fonction de sa distance à l'axe du tuyau, de la vitesse maximum dans l'axe, du coefficient de cohésion de l'eau et de la perte de charge résultant du frottement intérieur et du frottement contre les parois.

Lorsque le tuyau est rectiligne et qu'il a un diamètre constant sur toute sa longueur, on peut substituer au rapport $\frac{h_1}{\Delta l}$ la perte de charge *totale* h du tuyau divisée par sa longueur totale l. Cela revient à admettre que la perte de charge par unité de longueur est constante sur toute la longueur de la conduite. Nous avons alors :

$$v = v_{max} - \frac{1}{4} \frac{\gamma \cdot h}{\mu \cdot l} \cdot r^2 \tag{4}$$

en remarquant toutefois que h ne correspond qu'à la perte de charge provenant du frottement intérieur et du frottement contre les parois, mais ne comprend pas la perte de charge à l'entrée du tuyau du fait de la mise en vitesse et des contractions, ni le gain de chute correspondant à cette puissance vive $\frac{v^2}{2g}$.

(1) Pour avoir v en unité pratique (mètres par seconde) il faut exprimer v_{max} en mètres par seconde, γ en kg poids par m³, h_1 perte de charge en mètres, r en mètres, Δl en mètres et μ, coefficient de viscosité, en kg poids seconde par m² ; si μ était donné en unité c. g. s. il faudrait multiplier μ par 98,1.

de charge par unité de longueur, n'est pas égale, dans le cas des conduites, à la pente de ces conduites.

Nous avons cherché l'équilibre d'un filet liquide (anneau cylindrique) ; nous allons chercher maintenant, comme nous l'avons aussi fait pour les canaux, l'équilibre d'un ensemble de filets liquides constituant la veine d'eau du cylindre d'eau tout entier.

Considérons dans un tuyau rectiligne de rayon r_i un élément de tuyau de longueur Δl (voir fig. 80), et cherchons quelles sont les forces sollicitant dans la direction de l'axe OO' le cylindre d'eau considéré.

Ces forces sont (les forces intérieures disparaissent des équations de projection ; les forces d'inertie disparaissent aussi, puisque le mouvement est rectiligne et uniforme) :

1° La force due à la pression de l'eau contre la section amont S_1 et dirigée dans le sens du mouvement :

$$P_1 = p_1 \cdot \pi r_i^2$$

2° La force due à la pression de l'eau contre la section aval S_2 et opposée au mouvement :

$$P_2 = - p_2 \cdot \pi r_i^2$$

3° La composante du poids du cylindre d'eau dans la direction de l'axe et dirigée dans le sens du mouvement :

$$P_3 = \pi r_i^2 \cdot \gamma \cdot (z_1 - z_2)$$

4° Enfin la résultante des forces de frottement du liquide contre les parois.

Si le coefficient de frottement contre la paroi ne dépend pas de la pression, la vitesse sera la même tout le long de cette paroi ; soit v_b cette vitesse. La force totale de frottement est donc (formule 1, chap. IV) :

$$F = - \frac{\gamma \cdot f_1}{2g} \cdot \Delta l \cdot 2\pi r_i \cdot v_b^2$$

f_1 = coefficient de rugosité.

Cette force étant opposée au mouvement il faut l'affecter du signe —.

Ecrivons que la somme algébrique des forces qui sollicitent la veine liquide est nulle :

$$P_1 + P_2 + P_3 + F = 0$$

$$\pi r_i^2[(p_1 - p_2) + \gamma \cdot (z_1 - z_2)] = \frac{\gamma \cdot f_1}{2g} \cdot \Delta l \cdot 2\pi r_i \cdot v_b^2$$

$$\frac{1}{\gamma}(p_1 - p_2) + (z_1 - z_2) = \frac{f_1}{2g} \cdot \frac{2\Delta l}{r_i} \cdot v_b^2$$

Mais nous avons vu, d'autre part, que la perte de charge totale le long du tronçon de tuyau Δl est (formule 2) :

$$h_1 = \frac{1}{\gamma}(p_1 - p_2) + (z_1 - z_2)$$

d'où :

$$h_1 = \frac{f_1}{2g} \cdot \frac{2\Delta l}{r_i} \cdot v_b^2$$

$$v_b = \sqrt{\frac{2g}{f_1}} \cdot \sqrt{\frac{r_i}{2} \cdot \frac{h_1}{\Delta l}}$$

et en posant, comme au chapitre V,

$$K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}$$ (1)

nous obtenons :

$$v_b = K_1 \cdot \sqrt{\frac{r_i}{2} \cdot \frac{h_1}{\Delta l}}$$

En appelant R le rayon moyen hydraulique, qui est, comme nous l'avons vu, le rapport de la section mouillée au périmètre mouillé,

$$R = \frac{\pi r_i^2}{2\pi r_i} = \frac{r_i}{2}$$

(1) K_1 a pour équation aux dimensions $L^{\frac{1}{2}}T^{-1}$, f_1 étant un coefficient ; pour avoir K_1 en unités pratiques il faut exprimer g en mètres par seconde².

d'où :

$$v_b = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot \frac{h_1}{\Delta l}};$$

on peut poser, comme plus haut :

$$\frac{h_1}{\Delta l} = \frac{h}{l} = i,$$

il vient :

(9) $$\boxed{v_b = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot i}} \quad \text{où } R = \frac{r_i}{2}$$

Portons cette valeur de v_b dans l'équation (7) de manière à avoir l'expression de la vitesse moyenne v_m ; en tenant compte de ce que $\frac{h}{l} = i$ et que $\frac{r_i}{2} = R$, nous obtenons :

(9 *bis*) $$v_m = K_1 \cdot \sqrt{R \cdot i} + \frac{1}{2} \frac{\gamma}{\mu} \cdot i \cdot R^2$$

avec

$$K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}$$

soit :

(9 *ter*) $$\boxed{v_m = \left(K_1 + \frac{1}{2} \gamma \cdot \frac{\sqrt{i}}{\mu} \cdot R^{\frac{3}{2}}\right) \sqrt{R \cdot i}} \quad (1)$$

Cette formule est la formule générale donnant la vitesse moyenne de l'eau dans une section d'une canalisation forcée en fonction de la nature des parois, de la perte de charge par unité de longueur (i) et de son rayon moyen hydraulique.

(1) Tous les éléments de la formule étant exprimés en unités pratiques (kg, m, seconde), v_m s'obtiendra en mètre par seconde.

CHAPITRE XV

FORMULES PRATIQUES POUR LE MOUVEMENT UNIFORME DE L'EAU DANS LES TUYAUX. SIMILITUDE DE LA FORMULE POUR TUYAUX AVEC CELLE DES CANAUX A CIEL OUVERT. COMPARAISON DES DIFFÉRENTES FORMULES.

Formule pratique pour le mouvement de l'eau dans les tuyaux. — La formule théorique que nous venons de trouver pour la vitesse moyenne

(9 *ter*)
$$v_m = \left(K_1 + \frac{1}{2}\frac{\gamma}{\mu} \cdot \sqrt{i} \cdot R^{\frac{3}{2}}\right) \cdot \sqrt{R \cdot i}$$

où

$$K_1 = \sqrt{\frac{2g}{f_1}}$$

est analogue à celle que nous avons établie au chapitre IV (formule 15) pour les canaux et rivières; nous avons expliqué (chap. V) pourquoi, en pratique, on pouvait assimiler les deux formules.

La formule 9 *ter* peut se mettre sous la forme pratique

(10)
$$v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i} \qquad \text{avec } i = \frac{h}{l}$$

en posant :

(11)
$$K = K_1 + \frac{1}{2}\frac{\gamma}{\mu} \cdot \sqrt{R \cdot i} \cdot R$$

l longueur de la canalisation ;
h perte de charge sur cette longueur ;
i perte de charge par unité de longueur.

Pour les canaux et rivières, i est la pente superficielle de l'eau ou perte de charge par unité de longueur ; pour les conduites forcées, i est encore la perte de charge par unité de longueur, mais qu'il ne faudra jamais confondre avec la pente de la conduite.

Ces formules 10 et 11 sont semblables aux formules 14 et 15 *bis* trouvées au chapitre IV, au coefficient numérique près, $\frac{1}{2}$ au lieu de $\frac{1}{3}$.

Nous avons établi au chapitre V la variation pratique du coefficient K, en fonction de K_1 (rugosité) et du rayon hydraulique, à l'aide de la formule empirique

$$K = K_1 \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R}).$$

Pour $R < 3$ m on peut admettre $A = 0{,}6$ [1].

Cette formule est applicable aux tuyaux comme aux canaux ; on calculera donc le mouvement de l'eau dans les tuyaux ou tunnels à l'aide des formules :

(10) $$\boxed{v_m = K \cdot \sqrt{R \cdot i}}$$

et

(10 *bis*) $$\boxed{K = K_1 \cdot (1 + A \cdot \sqrt{R})} \ ;$$

$A = 0{,}6$ pour $R < 3$ m.

Quant aux valeurs de K_1 [2], elles sont données, pour

(1) $A = 0{,}6$ est exprimé en unité pratique $\left(\text{mètres}^{-\frac{1}{2}}\right)$.
(2) Les valeurs de K_1 du tableau sont également en unités pratiques. Pour

différentes natures de parois, dans le tableau ci-après, qui indique également les valeurs correspondantes du coefficient de rugosité f_1. Ces valeurs correspondent aux unités, mètre et seconde.

I. Tuyaux peu usagés, canaux à enduit lisse.	$K_1 = 51$	$f_1 = 0{,}0075$
II. Tuyaux usagés, canaux en béton ou maçonnerie à enduit ordinaire	$K_1 = 42$	$f_1 = 0{,}011$
III. Canaux en maçonnerie de pierre de taille ou briques, tuyaux très incrustés . .	$K_1 = 35$	$f_1 = 0{,}016$

Ce tableau a déjà été donné au chapitre V.

La planche I donne en traits rouges les courbes de K en fonction de R d'après la formule ci-dessus (10 *bis*) et les courbes correspondant aux formules en usage jusqu'ici, pour en permettre la comparaison.

Comparaison des résultats trouvés à l'aide de la formule ci-dessus avec ceux donnés par les formules en usage jusqu'ici et avec les essais. — Presque toutes les formules empiriques actuellement en usage peuvent se mettre sous la forme déjà indiquée :

$$v = K \cdot \sqrt{R \cdot i},$$

K étant généralement fonction de R et de la rugosité, i la perte de charge par unité de longueur.

Nous examinerons successivement quelques-unes de ces formules les plus usuelles. Les courbes donnant la variation de K en fonction de R sont tracées sur la planche I, sur laquelle figurent également les résultats de nombreux essais dont une nomenclature est jointe à

avoir v_m en mètres par seconde (formules 10 et 10 *bis*) il suffit donc d'exprimer R en mètres.

la planche. Les courbes sont tracées pour les valeurs de R inférieures à 4 m, ce qui suffira pour le plus grand nombre de cas pratiques. Nous avons porté dans ce graphique K en ordonnées et R en abscisses, mais en prenant comme échelle des abscisses des longueurs proportionnelles aux racines carrées de R, afin de rendre le graphique plus lisible pour des faibles valeurs de R.

Nous allons examiner comment varie K suivant des formules généralement en usage, relatives au mouvement de l'eau dans les tuyaux et dans les canaux.

I. — Tuyaux.

Les formules des tuyaux sont généralement données sous la forme :

$$i = \lambda \cdot \frac{v^2}{2g \cdot d}$$

ou :

$$v = \sqrt{\frac{2g \cdot d \cdot i}{\lambda}}$$

i, perte de charge par unité de longueur de conduite ;
v, vitesse de l'eau en mètre par seconde ;
g, accélération due à la pesanteur : 9,81 m : sec² ;
d, diamètre de la conduite en mètre ;
λ, coefficient.

Si l'on considère que pour les tuyaux $R = \frac{d}{4}$, pour mettre cette formule sous la forme $v = K \cdot \sqrt{R \cdot i}$, il faut poser :

$$K = \sqrt{\frac{8g}{\lambda}} = \frac{8{,}858}{\sqrt{\lambda}}$$

Formule de Dupuit :

$\lambda = 0{,}030$ donc $K = 51$

Formule de Weisbach :

$$\lambda = 0{,}01439 + \frac{0{,}00947}{\sqrt{v}}$$

pour $v = 1$; $\lambda = 0{,}0239$ donc $K = 57{,}3$
$v = 3$; $\lambda = 0{,}0199$ » $K = 62{,}8$

Formule de Darcy :

Cette formule se base sur de nombreux essais effectués sur des canalisations d'un diamètre inférieur à 0,50 m.
tuyaux neufs :

$$\lambda = 0{,}01989 + \frac{0{,}0005078}{d}$$

$$K = \frac{1}{\sqrt{0{,}000254 + \frac{0{,}00000162}{R}}}$$

tuyaux incrustés (Darcy double les coefficients) :

$$K = \frac{1}{\sqrt{0{,}000508 + \frac{0{,}00000324}{R}}}$$

Formules de Frank :

tuyaux neufs :

$$d \cdot i = \left(0{,}000512 + \frac{0{,}0003847}{\sqrt{d}}\right) \cdot v^2$$

tuyaux incrustés :

$$d \cdot i = \left(0{,}000495 + \frac{0{,}000652}{\sqrt{d}}\right) \cdot v^2$$

Pour mettre cette formule sous la forme $v = K \cdot \sqrt{R \cdot i}$, il faut poser :

tuyaux neufs :

$$K = \frac{1}{\sqrt{0{,}000128 + \dfrac{0{,}0000481}{\sqrt{R}}}}$$

tuyaux incrustés :

$$K = \frac{1}{\sqrt{0{,}000124 + \dfrac{0{,}0000815}{\sqrt{R}}}}$$

Frank a repris les essais de Darcy et des essais faits sur des canalisations d'un diamètre plus grand. Il a trouvé que la formule de Darcy n'est plus applicable pour de grands diamètres et il a établi de nouvelles formules avec les coefficients K indiqués ci-dessus.

Formule de Maurice Lévy :

conduites nouvelles :

$$K = \sqrt{2650 + 3747\sqrt{R}}$$

conduites anciennes :

$$K = \sqrt{840 + 3568\sqrt{R}}$$

Formule de Flamant (Voir *Mécanique appliquée* ; *hydraulique*) :

$$d \cdot i = 0{,}00092 \sqrt[4]{\frac{v^7}{d}}$$

Pour mettre cette formule sous la forme $v = K \cdot \sqrt{R \cdot i}$, il faut poser :

$$K = \frac{65{,}94\, v}{\sqrt[8]{\dfrac{v^7}{4R}}} = 65{,}94 \sqrt[8]{4R} \cdot \sqrt[8]{v}$$

Dans la formule de Flamant, K n'est pas seulement fonction de R, mais varie encore légèrement avec la vitesse. Une augmentation de vitesse produit une augmentation du coefficient K, ce qui revient à dire que le frottement dans la conduite n'augmenterait pas tout à fait avec le carré de la vitesse, d'après la formule donnant la perte de charge par unité de longueur $i = \frac{v^2}{K^2 . R}$.

II. — Canaux a ciel ouvert.

Formule de Bazin (nouvelle forme)

$$v = K \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad \text{où} \quad K = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$$

parois très unies, ciment, bois raboté . . . . . $\gamma = 0{,}06$ (I).

parois unies, planches, briques, pierres de taille . $\gamma = 0{,}16$ (II).

parois en maçonnerie de moellons. . . . . . $\gamma = 0{,}46$ (III).

Formule de Ganguillet et Kutter (canaux, rivières, **fleuves)**

$$v = K \cdot \sqrt{R \cdot i} \quad \text{où} \quad K = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right) \frac{n}{\sqrt{R}}}$$

(I) parois très unies, ciment lissé, bois raboté. $n = 0{,}009$
(II) ciment ordinaire . . . . . $n = 0{,}010$
(III) briques, pierres de taille . . . . . $n = 0{,}013$
(IV) maçonnerie de moellons . . . . . $n = 0{,}017$
(V) rivières, fleuves et grands canaux sur graviers . . . . . $n = 0{,}026$
(VI) rivières, fleuves sur galets grossiers . . $n = 0{,}029$.

Une comparaison attentive des différentes formules avec les résultats fournis par les expériences pratiques conduit aux considérations suivantes :

En ce qui concerne les *tuyaux*, les anciennes formules de Dupuit, Weisbach, Prony, qui admettaient pour K une valeur constante ou dépendante seulement de la vitesse, doivent être éliminées. Pour des tuyaux de faible diamètre (d inférieur à 0,50 m, R inférieur à 0,125 m), la formule de Darcy, qui se base sur un très grand nombre d'expériences faites dans ces limites, donne certainement les résultats les plus exacts, mais on voit qu'au delà de $d = 0{,}50$ m, elle ne concorde plus avec la réalité ; notre nouvelle formule, qui se rapproche beaucoup de celle de Lévy, donne de bons résultats pour tous les diamètres en usage.

Il paraît très probable que K varie non seulement avec R mais encore légèrement avec la vitesse ; il ressort généralement des essais, qu'avec une augmentation de vitesse, le coefficient K augmente légèrement. La formule de Flamant fait varier ce coefficient avec la vitesse ; nous donnons les courbes correspondantes de K en fonction de R, pour 3 vitesses : $v = 1$, $v = 2$ et $v = 3$ mètres par seconde. Cette formule donne également de bons résultats. On peut certainement, pour de grandes vitesses, admettre pour le coefficient K une valeur un peu plus grande que pour de faibles vitesses. La planche I permet de voir dans quelles limites le coefficient K peut varier et, même sans admettre l'une ou l'autre formule, elle permet de choisir sa valeur.

Pour *des canaux* de dimensions ordinaires, $R < 3$ m, la formule de Bazin donne les meilleurs résultats. Les essais qui ont été faits correspondent à des valeurs de K très variables et montrent que notre formule s'applique aussi

bien que celle de Bazin, dont elle se rapproche d'ailleurs.

Pour de grands canaux en terrain naturel et pour des rivières ou des fleuves ($R > 3$ m), il faudra avoir recours à la formule de Ganguillet et Kutter. Dans cette formule, K varie dans une faible mesure avec la pente i. Pour montrer cette variation, nous avons donné, dans la planche I, la courbe de K en fonction de R dans le cas de rivières et fleuves (cas V et VI) pour $i = 0{,}0001$ et pour $i = \infty$, tandis que pour des canaux à profils réguliers nous avons pris la valeur moyenne $i = 0{,}001$ (cas I, II, III et IV). Pour le cas III, la formule de Ganguillet et Kutter coïncide presque avec la formule de Bazin.

Il ne faut pas s'attendre à trouver jamais une formule mathématique pour exprimer K en fonction de R, car la forme de la formule elle-même repose sur des hypothèses qui ne sont jamais réalisées complètement en pratique. En réalité, pour une même rugosité, K est un coefficient qu'il faut considérer comme variable, en premier lieu avec R et ensuite, dans une plus faible mesure, avec la vitesse (ou ce qui revient au même, avec la pente i, la vitesse étant elle-même fonction de R et de i). De plus, la forme du profil joue certainement un rôle qui ne trouve pas seulement son expression dans R.

Après ces explications, on comprendra les divergences entre les formules et la réalité, ainsi que l'inutilité de donner dans les formules des coefficients avec plusieurs décimales, comme l'ont fait la plupart des hydrauliciens, alors que déjà la première décimale est peu sûre.

Dans la pratique, on pourra, pour chaque cas, se reporter à la planche et examiner dans quelles limites le coefficient K est susceptible de varier. Ce coefficient K doit être réduit lorsque le tracé de la canalisation présente des courbes.

Chacun pourra, en reportant sur la planche les résul-

tats des essais qu'il aura à sa disposition, compléter les indications de celle-ci, car on ne pourra tirer de conclusions exactes qu'avec un nombre d'essais aussi grand que possible, ceux-ci étant eux-mêmes très souvent faussés par suite de mesures inexactes (de pente en particulier). C'est probablement à ce fait qu'il faut attribuer le peu de concordance de quelques résultats d'expériences indiqués dans la planche I avec les données de nos formules.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE XVI

RÉTRÉCISSEMENT OU ÉLARGISSEMENT DE PROFIL DANS UN COURS D'EAU OU DANS UN CANAL

Cas général. — Nous ne nous occuperons pas ici *du rétrécissement* de profil causé par un barrage-déversoir, problème que nous traiterons au chapitre suivant.

Lorsque dans un cours d'eau ou dans un canal, la section S du profil en travers est réduite à S', $S' < S$, il se produit une augmentation de vitesse. Celle-ci passe de $v = \frac{Q}{S}$ à $v' = \frac{Q}{S'}$. La dénivellation ou perte de charge h correspondant *à cette augmentation de vitesse est* :

$$h = \frac{v'^2}{2g} - \frac{v^2}{2g}$$

ou

$$h = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{S'^2} - \frac{1}{S^2}\right).$$

En réalité, il y a lieu, dans cette formule, de donner à S' une valeur inférieure à sa valeur réelle, parce qu'au passage d'un profil à l'autre, la nappe d'eau subit une contraction d'autant plus importante que ce passage est plus brusque. On peut exprimer cette contraction en multipliant S' par un coefficient m plus petit que l'unité, appelé *coefficient de contraction*. D'autre part, la valeur pratique de h est encore supérieure à la valeur théorique ainsi calculée, à cause des frottements, déviations de filets d'eau, etc., ce que l'on peut exprimer en multipliant cette valeur théorique par un coefficient α' un peu supérieur à l'unité ($\alpha' = 1{,}05$ à $1{,}1$).

niveau d'eau, donc une contre-pente superficielle, qui se traduira par un gain de hauteur de chute :

$$h = \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{S^2} - \frac{1}{S'^2}\right).$$

Une partie de ce gain de chute sera absorbée par les frottements le long des parois, les frottements intérieurs et les mouvements tourbillonnaires, de sorte qu'il faut poser :

$$h = \alpha'' \frac{Q^2}{2g}\left(\frac{1}{S^2} - \frac{1}{S'^2}\right)$$

où α'' est un coefficient < 1, variable suivant les cas et sur lequel des données exactes manquent.

Passage de l'eau entre les piliers d'un pont ou d'un barrage mobile. — Le problème se pose généralement de la manière suivante : Connaissant le niveau N_3 à l'aval défini pour un certain débit, calculer le surélèvement

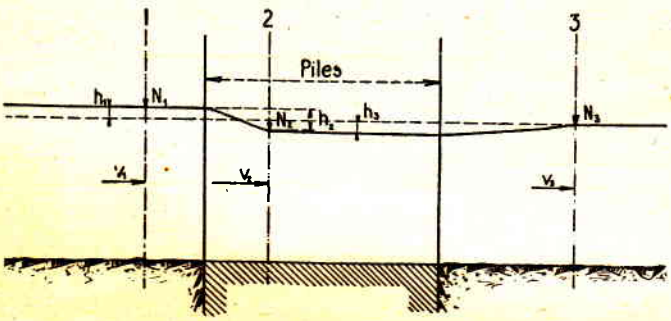


Fig. 81 *a*.

amont ou remous h_1 produit par le passage de l'eau entre piles. Dans ce cas, il se produit d'abord (voir fig. 81 *a*) une dénivellation h_2 provenant de ce que l'eau passe de la vitesse moyenne v_1 (à l'amont) à la vitesse moyenne v_2 (entre piles), puis une surélévation h_3 correspondant à la diminution de vitesse après le passage entre les piles,

l'eau passant alors de la vitesse moyenne v_2 à la vitesse moyenne v_3, qui sera voisine de v_1.

On peut donc poser, pour la dénivellation effective du plan d'eau, $h_1 = h_2 - h_3$.

Théoriquement, s'il n'y avait pas de frottements et de mouvements tourbillonnaires, qui produisent une perte de puissance vive, la surélévation h_3 serait égale à la dénivellation h_2.

Faute de données plus précises sur ces frottements divers, nous admettrons que la moitié de h_3 est perdue par les frottements, c'est-à-dire que la hauteur récupérée est égale à $\frac{h_2}{2}$; par conséquent :

$$h_1 = h_2 - \frac{h_2}{2} = \frac{h_2}{2}$$

Quant à la dénivellation h_2, on peut la calculer approximativement de la manière suivante :

On négligera d'abord la surélévation h_3 et on calculera

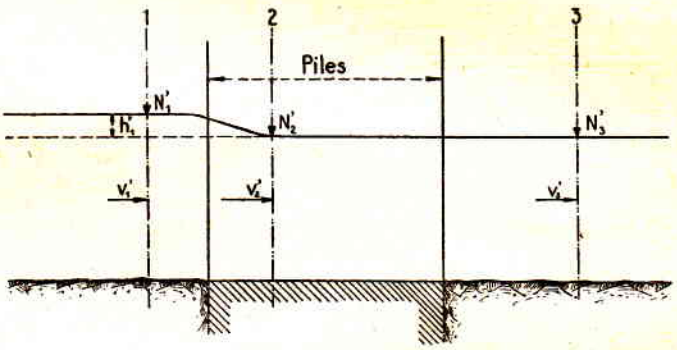


Fig. 81 *b*.

alors (fig. 81 *b*), partant du niveau connu à l'aval $N_3 = N'_3$, la dénivellation h'_1, par tâtonnements, à l'aide de la formule (2), en prenant pour m les valeurs suivantes et en calculant la section S' entre piles pour le niveau $N'_2 = N'_3$:

Piles à avant-becs carrés . . . . . $m = 0{,}85$
Piles à avant-becs à angle obtus . . . . . $m = 0{,}90$
Piles à avant-becs arrondis en ogive ou en arc de cercle . . . . . $m = 0{,}95$

Ces valeurs de m sont valables pour des distances usuelles entre piles ; elles doivent être diminuées lorsque

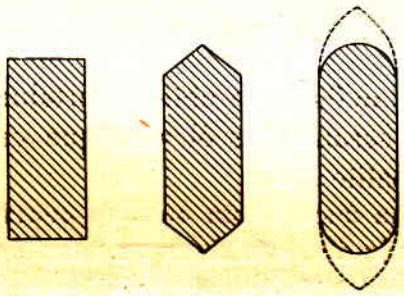


Fig. 81 *c*.

les distances entre piles sont faibles et augmentées dans le cas contraire.

La valeur de h'_1 ainsi obtenue est pratiquement sensiblement égale à h_2 de la fig. 81 *a*, parce que les hauteurs h'_1 et h_2 sont, en général, petites par rapport à la profondeur.

En posant comme il a été dit ci-dessus, $h_1 = \frac{1}{2} h_2$, on obtient donc :

$$h_1 = 0{,}5\ h'_1,$$

h'_1 calculé précédemment ; soit encore :

$$h_1 = 0{,}5\ \frac{v'^2_2 - v'^2_1}{2g}$$

où $\quad v'_1 = \frac{Q}{S'_1} \quad ; \quad v'_2 = \frac{Q}{m \cdot S'_2}$.

On peut poser plus généralement, pour la valeur de la dénivellation effective pratique h_1 (ou surélévation à l'amont), la formule :

(3) $$h_1 = \alpha \cdot \frac{v'^2_2 - v'^2_1}{2g}$$

où

$$v'_1 = \frac{Q}{S'_1} \quad \text{et} \quad v'_2 = \frac{Q}{m \cdot S'_2}$$

En prenant $\alpha = 0{,}50$, on obtient certainement des surélévations qui seront plus élevées que celles que l'on obtiendra en réalité (1).

Entrée de l'eau d'un bassin ou d'un cours d'eau dans un canal. — L'entrée de l'eau dans un canal, ou prise d'eau, lorsqu'elle est exécutée dans une rivière ou dans un fleuve, doit être faite perpendiculairement à la direction du cours d'eau et sur une faible profondeur, de manière à n'utiliser que la couche supérieure de l'eau qui est moins chargée de matières en suspension. En passant ainsi de la rivière, du fleuve ou du bassin dans le canal, l'eau subit une dénivellation ou perte de charge h_e qui est théoriquement égale à

(4) $$h_e = \frac{v^2}{2g},$$

v étant la vitesse de l'eau dans le canal.

(1) M. le Professeur Rehbock, de Karlsruhe, a étudié, à l'aide d'un grand nombre d'essais sur des modèles, le remous produit par des piles et a établi, pour ce calcul, des formules empiriques qui ont été publiées dans le journal « Der Bauingenieur », Cahiers 13 et 22, année 1921. Ces essais ont montré que l'on ne peut pas négliger, comme on l'a fait généralement jusqu'ici, la surélévation à l'aval h_3 et que ce surélèvement est, au contraire, très important. La formule de M. Rehbock donne, pour le dénivellement effectif h_1, des valeurs encore sensiblement inférieures à celles trouvées au moyen de la formule 3 appliquée avec le coefficient $\alpha = 0{,}5$.

Pratiquement, à cause des contractions, frottements, etc., il faudra prendre une dénivellation plus grande soit :

$$h_e = \alpha_e \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{où} \quad \alpha_e > 1 \tag{5}$$

Le coefficient α_e peut être admis égal à 1,05 pour une prise bien conditionnée, c'est-à-dire avec angles bien arrondis, et 1,10 à 1,15 lorsque les conditions sont moins bonnes.

Passage de l'eau à travers les grilles. — Pour éviter, d'une part, l'entraînement à travers les barreaux des grilles des corps en suspension et pour réduire, d'autre part, la perte de charge, il est nécessaire que la vitesse v_g de l'eau à travers les barreaux des grilles ne dépasse pas 0,70 m par seconde. On peut alors admettre une perte de charge de 0,05 m pour le passage de l'eau à travers la grille.

Ecoulement de l'eau par des vannes ou par des orifices de vidange rectangulaires. — Pour calculer le débit d'écoulement d'une vanne ou d'un orifice de vidange *rectangulaires*, on peut se servir, suivant les cas, des formules empiriques suivantes :

Cas 1. — Le niveau d'eau du bief aval est au-dessous de l'orifice (fig. 82).

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left[(h_1 + h_i)^{\frac{3}{2}} - (h_0 + h_i)^{\frac{3}{2}} \right] \tag{6}$$

avec $h_i = \frac{v_i^2}{2g}$, v_i vitesse initiale, b largeur de l'orifice et m coefficient empirique dont nous indiquons plus loin la valeur.

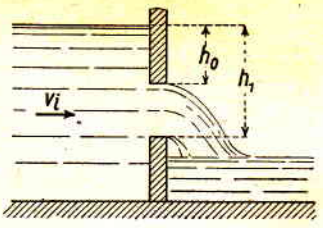


Fig. 82.

Cas 2. — Le niveau d'eau du bief aval coupe l'ouverture de l'orifice (fig. 83).

$$(7) \qquad Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \left[(h_1 + h_i)^{\frac{3}{2}} - (h_0 + h_i)^{\frac{3}{2}} \right] + m \cdot b \cdot a \sqrt{2g} \sqrt{h_1 + h_i}$$

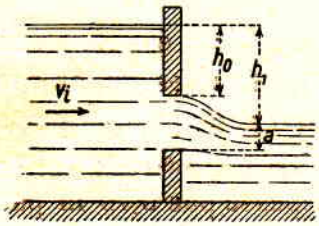


Fig. 83.

avec $h_i = \frac{v_i^2}{2g}$, v_i vitesse initiale, b largeur de l'orifice, a hauteur d'eau à l'aval au-dessus du bord inférieur de l'orifice et m coefficient empirique.

Cas 3. — Le niveau d'eau du bief aval est au-dessus de l'orifice (fig. 84).

$$(8) \qquad Q = m \cdot b \cdot a \sqrt{2g} \sqrt{h_1 + h_i}$$

avec $h_i = \frac{v_i^2}{2g}$, v_i vitesse initiale, a hauteur de l'orifice et b sa largeur.

Dans ces formules, on prendra $m = 0{,}60$ à $0{,}70$ (cette dernière valeur pour de grandes sections et lorsque l'ouverture est éloignée du fond).

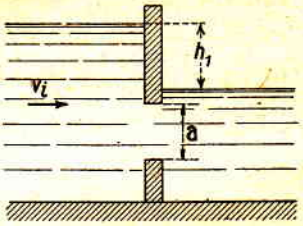


Fig. 84.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE XVII

DÉVERSOIRS ET BARRAGES

Différentes formes de déversoirs. — On appelle *déversoir* un orifice d'écoulement de l'eau, ouvert à sa partie supérieure, limité des deux côtés par des parois verticales appelées joues et limité en bas par un seuil horizontal.

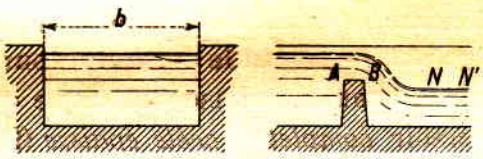


Fig. 85.

Le déversoir est *complet* lorsque le niveau inférieur NN' de la nappe d'eau qui s'écoule se trouve *au-dessous* du niveau du seuil AB (fig. 85) et *incomplet* ou *noyé* lorsque ce niveau se trouve *au-dessus* de ce seuil (fig. 86).

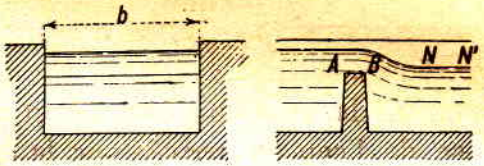


Fig. 86.

Lorsque l'épaisseur du seuil, soit AB = l, est très faible par rapport aux autres dimensions, le déversoir est appelé

déversoir en mince paroi (fig. 87) ; lorsque, par contre, elle est très grande, on a un *déversoir à crête épaisse* (fig. 88).

Tout barrage, dont le seuil est établi au-dessus de la

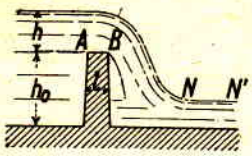


Fig. 87.

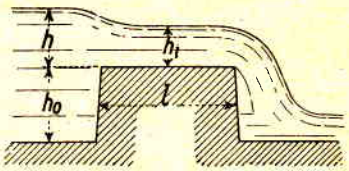


Fig. 88.

hauteur moyenne du lit du fleuve, constitue un déversoir complet ou incomplet (noyé).

Formules donnant les conditions d'écoulement de déversoirs (barrages) *complets*. — La seule formule donnant le débit d'un déversoir et ayant une base théorique est celle relative au déversoir *complet* à *crête épaisse* (fig. 88), pour lequel on peut admettre le parallélisme des filets d'eau de la nappe déferlant au-dessus du seuil.

Les travaux de MM. Boussinesq et Bazin ont montré que, dans ce cas, l'épaisseur de la nappe déferlante s'établit de telle manière que le débit soit maximum. On peut démontrer que le débit est maximum lorsque $h_1 = \frac{2}{3} h$, h_1 étant la hauteur de la lame déferlante et h la hauteur d'eau à l'amont au-dessus du seuil (voir Flamant, *Hydraulique*).

En appelant b la largeur du déversoir et en admettant que la vitesse de l'eau à l'arrivée sur le déversoir soit relativement faible, on peut démontrer facilement que le débit Q a pour expression :

$$Q = \frac{2}{3} \cdot h \cdot b \sqrt{2g \cdot \frac{h}{3}} = 0{,}385\, h \cdot b \sqrt{2g \cdot h}$$

Q étant exprimé en m^3 par seconde, h et b en m et g en m : sec^2.

Les expériences ont montré que la valeur du coefficient numérique 0,385 ne correspond pas toujours exactement à la réalité. Si nous appelons m ce coefficient, il faudra, en général, dans la formule

$$Q = m \cdot h \cdot b \cdot \sqrt{2g \cdot h},$$

donner à m une valeur inférieure à 0,385. On a admis, pendant longtemps, le chiffre de 0,35. Les expériences faites par M. Morin (1) sur le barrage du Cher, à Rochebut, ont donné un chiffre moyen de 0,33.

La valeur de m doit d'ailleurs varier suivant le degré de rugosité des joues et de la crête du barrage, m diminuant lorsque la rugosité augmente. Lorsque la longueur l de la crête est grande par rapport à la hauteur h_1 et les angles non arrondis (fig. 88), on peut prendre une valeur de m plus faible, l'influence des frottements divers étant plus grande. Pour une crête très arrondie et une valeur de h_1 relativement grande par rapport à l (fig. 89), on prendra, par contre, pour m une valeur plus élevée pouvant même dépasser 0,40.

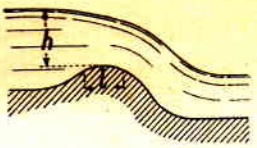


Fig. 89.

Le cas le plus étudié jusqu'à maintenant est celui du déversoir *complet en mince paroi*. On se sert souvent de ces déversoirs pour établir les jaugeages de cours d'eau à faible débit : il est donc important d'avoir une formule aussi exacte que possible. La formule de Bazin, qui se base sur de nombreuses expériences faites sur des déversoirs dont la largeur b était d'environ 2 mètres, avec des nappes déferlantes variant de $h = 0{,}05$ m à $h = 0{,}60$ m,

(1) *Revue Générale d'Electricité*, 23 septembre 1922.

est la plus usitée ; elle donne, dans les limites indiquées, des résultats ne différant pas de plus de 5 % des résultats d'expérience.

Bazin utilise, pour les déversoirs en mince paroi, la même formule que pour les déversoirs à crête épaisse, soit :

$$Q = m \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2g \cdot h}$$

mais en donnant à m une valeur variable avec h et h_0 :

$$m = a' \left[1 + 0{,}55 \left(\frac{h}{h + h_0} \right)^2 \right]$$

avec

$$a' = 0{,}405 + \frac{0{,}003}{h}.$$

h_0 est la hauteur du seuil du déversoir au-dessus du fond du canal ou du lit du fleuve (fig. 87).

Nous donnons à la page 269, d'après Bazin, un tableau des valeurs du coefficient m en fonction de h et de h_0. On verra sur ce tableau que, pour un déversoir complet en mince paroi, la valeur de m varie entre 0,42 et 0,50. Les chiffres donnés par le tableau tiennent compte de l'influence de la vitesse initiale v_i dans le bief amont (par le terme h_0).

Nous ne parlerons pas ici des nombreuses formules théoriques proposées pour donner dans différents cas la valeur du coefficient m, ces formules n'ayant pas été vérifiées par l'expérience.

La formule que nous avons donnée pour les déversoirs *complets à crête épaisse* ne peut être appliquée que lorsque h_0 est grand.

Lorsqu'au contraire, l'eau arrivant sur le déversoir est animée d'une vitesse initiale v_i appréciable, la formule

Tableau donnant la valeur du coefficient m (*d'après Bazin*) *de la formule* $Q = m \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$ *pour les déversoirs en mince paroi* (*Cette formule ne peut être employée que dans les limites du tableau :* $0{,}05 \leqslant h \leqslant 0{,}60$; $0{,}20 \leqslant h_0 \leqslant 2{,}00$).

Charges h en mètre	Valeurs du coefficient m suivant les hauteurs h_0 du déversoir au-dessus du fond du canal et les charges h au-dessus du seuil.								
	Valeurs de h_0								
	0,20 m	0,30 m	0,40 m	0,50 m	0,60 m	0,80 m	1,00 m	1,50 m	2,00 m
	Valeurs de m								
0,05	0,458	0,453	0,451	0,450	0,449	0,449	0,449	0,448	0,448
0,06	0,456	0,450	0,447	0,445	0,445	0,444	0,443	0,443	0,443
0,07	0,455	0,448	0,445	0,443	0,442	0,441	0,440	0,440	0,439
0,08	0,456	0,447	0,443	0,441	0,440	0,438	0,438	0,437	0,437
0,09	0,457	0,447	0,442	0,440	0,438	0,436	0,436	0,435	0,434
0,10	0,459	0,447	0,442	0,439	0,437	0,435	0,434	0,433	0,433
0,12	0,462	0,448	0,442	0,438	0,436	0,433	0,432	0,430	0,430
0,14	0,466	0,450	0,443	0,438	0,435	0,432	0,430	0,428	0,428
0,16	0,471	0,453	0,444	0,438	0,435	0,431	0,429	0,427	0,426
0,18	0,475	0,456	0,445	0,439	0,435	0,431	0,428	0,426	0,425
0,20	0,480	0,459	0,447	0,440	0,436	0,431	0,428	0,425	0,423
0,22	0,484	0,462	0,449	0,442	0,437	0,431	0,428	0,424	0,423
0,24	0,488	0,465	0,452	0,444	0,438	0,432	0,428	0,424	0,422
0,26	0,492	0,468	0,455	0,446	0,440	0,432	0,429	0,424	0,422
0,28	0,496	0,472	0,457	0,448	0,441	0,433	0,429	0,424	0,422
0,30	0,500	0,475	0,460	0,450	0,443	0,434	0,430	0,424	0,421
0,32	»	0,478	0,462	0,452	0,444	0,436	0,430	0,424	0,421
0,34	»	0,481	0,464	0,454	0,446	0,437	0,431	0,424	0,421
0,36	»	0,483	0,467	0,456	0,448	0,438	0,432	0,424	0,421
0,38	»	0,486	0,469	0,458	0,449	0,439	0,432	0,424	0,421
0,40	»	0,489	0,472	0,459	0,451	0,440	0,433	0,424	0,421
0,42	»	0,491	0,474	0,461	0,452	0,441	0,434	0,425	0,421
0,44	»	0,494	0,476	0,463	0,454	0,442	0,435	0,425	0,421
0,46	»	0,496	0,478	0,465	0,456	0,443	0,435	0,425	0,421
0,48	»	»	0,480	0,467	0,457	0,444	0,436	0,425	0,421
0,50	»	»	0,482	0,468	0,459	0,445	0,437	0,426	0,421
0,52	»	»	0,483	0,470	0,460	0,446	0,438	0,426	0,421
0,54	»	»	0,485	0,472	0,461	0,447	0,438	0,426	0,421
0,56	»	»	0,487	0,473	0,463	0,448	0,439	0,427	0,421
0,58	»	»	0,489	0,475	0,464	0,449	0,440	0,427	0,421
0,60	»	»	0,490	0,476	0,466	0,451	0,441	0,427	0,421

générale $Q = m \cdot b \cdot h\sqrt{2g \cdot h}$ doit être modifiée comme suit :

Si l'on pose $h_i = \frac{v_i^2}{2g}$, on a :

$$Q = m \cdot b \cdot h\sqrt{2g \cdot h}\left(1 + \frac{h_i}{h}\right)^{\frac{3}{2}}$$

ou

$$Q = m \cdot b \cdot \sqrt{2g}\,(h + h_i)^{\frac{3}{2}}.$$

Formules donnant les conditions d'écoulement de déversoirs (barrages) *incomplets* ou *noyés*. — S'il existe une grande insécurité dans l'emploi des formules relatives aux déversoirs *complets* (sauf pour les déversoirs en mince paroi de faibles dimensions), pour les déversoirs *incomplets*, *ou noyés*, les formules sont encore plus nombreuses et le choix des coefficients encore plus arbitraire. Au lieu d'adopter une formule empirique approximative unique et de rechercher par l'expérience les coefficients de cette formule, plusieurs hydrauliciens, qui se sont occupés de la question, ont établi de nouvelles formules basées sur un petit nombre d'expériences. Si l'on examine de plus près ces formules, on constate que presque toutes donnent, avec des coefficients indiqués, des valeurs inadmissibles pour les cas-limites (hauteur du barrage $h_0 = 0$; $a = 0$) (voir fig. 90).

Nous conseillons, tant qu'une meilleure formule pratique n'existera pas, l'emploi de la formule de Weisbach :

$$Q = Q_1 + Q_2$$

avec

$$Q_1 = m_1 \cdot b \cdot \sqrt{2g}\left[(h + h_i)^{\frac{3}{2}} - h^{\frac{3}{2}}\right]$$

et

$$Q_2 = m_2 \cdot b \cdot a\sqrt{2g}\sqrt{h + h_i}$$

$h_i = \frac{v_i^2}{2g}$ (v_i vitesse initiale),

b = largeur du barrage,
h = surélévation du niveau amont par rapport au niveau aval,
a = hauteur de la nappe d'eau à l'aval au-dessus de la crête du barrage,
m_1, m_2 coefficients numériques.

Dans cette formule, Q_2 représente la quantité d'eau qui s'écoule dans la tranche de hauteur a au-dessus du barrage, Q_1 la quantité d'eau qui se déverse au-dessus de cette tranche. Il est tout à fait inexact de conseiller l'emploi de cette formule avec des coefficients fixes (par exemple $m_1 = 0{,}57$, $m_2 = 0{,}62$) comme on le fait souvent. Ces coefficients doivent, au contraire, être considérés comme *très* variables, ainsi que nous le montrerons plus loin pour les cas-limites. Il est difficile, d'autre part, de déterminer les coefficients par des essais, car si ces essais, déjà malaisés à exécuter, donnent bien la valeur relative de h par rapport à Q, ils ne permettent pas de déterminer la répartition de la quantité d'eau Q entre les débits Q_1 et Q_2 nécessaires à la détermination des coefficients m_1 et m_2. On ne peut créer, comme quelques hydrauliciens l'ont essayé, une formule avec un seul coefficient variable, car il est impossible de l'adapter aux cas-limites. C'est en partant de ces limites que nous allons étudier la variation des coefficients m_1 et m_2 et que ceux-ci devront être établis dans chaque cas.

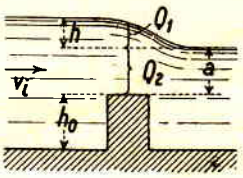


Fig. 90.

1) Remarquons d'abord que pour $a = 0$ et $v_i = 0$, nous obtenons la formule du *déversoir complet* appliquée dans un cas limite ; m_1 est alors égal à m et l'on choisira $m = m_1$

d'après les indications déjà données, soit $m = 0{,}30$ à $0{,}40$ pour déversoir à large crête, m variant de $0{,}40$ à $0{,}50$ pour déversoir en mince paroi.

2) Remarquons ensuite que le coefficient m_2 n'est autre chose qu'un coefficient de contraction. Il est fonction du rapport entre la surface réelle d'écoulement et la surface théorique et *tient compte des frottements*, déviation des filets d'eau, etc. Il variera donc suivant les principes que nous avons déjà énoncés plus haut.

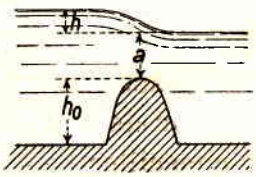


Fig. 91.

Pour de grandes valeurs de a par rapport à h_0 (fig. 90), m_2 sera voisin de l'unité ; l'influence de la rugosité du barrage, des mouvements tourbillonnaires et de la contraction, sur la valeur de m_2, se fait, en effet, d'autant moins sentir que a est grand par rapport à h_0. Pour de faibles valeurs de a par rapport à h_0 et à h, on peut admettre $m_2 = 0{,}60$. Plus les angles du barrage sont arrondis (fig. 91) et plus sa crête est lisse, plus m_2 est grand.

3) Remarquons enfin que pour un barrage à crête très épaisse, et peu élevée par rapport au sol (cas de la fig. 92), le coefficient m_2 devrait être égal à l'unité ; cependant pour tenir compte de la puissance vive perdue par les déviations et frottements, on pourra prendre pour valeur de m_2 0,90 à 0,95. Il faudra admettre, par contre, $m_1 = 0$.

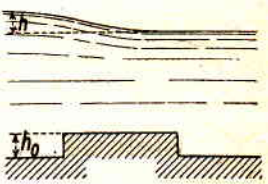


Fig. 92.

Comme on le voit, il faudra être très prudent dans le choix des coefficients m_1 et m_2 de la formule des barrages noyés et il serait très désirable qu'une étude plus complète soit faite à ce sujet, pour permettre aux hydrauliciens de

faire le choix de ces coefficients d'une manière plus exacte. En attendant, nous donnons, sous toutes réserves, dans le tableau suivant, quelques indications sommaires sur la valeur approximative de ces coefficients. Le coefficient m_2 étant un coefficient de contraction, fonction du rapport de la surface effective de la tranche d'eau en mouvement (surface utile) à la surface disponible $a \cdot b$, il devra être choisi, suivant les circonstances, d'après la contraction probable.

Tableau des valeurs limites des coefficients m_1 *et* m_2

	Déversoir complet I) $a = o$ et $a < o$		Déversoir incomplet ou noyé			
			II) $\frac{a}{h_0}$ variable entre 0,10 et 2		III) $\frac{a}{h_0}$ très grand	
	m_1	m_2	m_1	m_2	m_1	m_2
Déversoir en mince paroi à angles vifs.	$m_1 = m$, voir variation, suivant la formule de M. Bazin, au tableau page 269 (m varie de 0,40 à 0,50).		0,50	m_2 est fonction du rapport entre la surface utile occupée par la lame d'eau d'épaisseur a et la surface disponible, et tient compte des frottements divers. — m_2 varie entre 0,60 et 0,80.		
Barrage à large crête. .	$m_1 = m$					
Crête plate non arrondie.	0,33 à 0,385		0,40 – 0,45		0	$m_2 = 0,90$.
Crête plate un peu arrondie. . . .	0,40		0,42 — 0,47	0,60 – 0,80	0,10	Pour très grande largeur b de barrage entre piles : $m_2 = 0,95$.
Crête plate très arrondie.	0,45		0,45 — 0,50		0,20	

Il faudra choisir, suivant les cas, les coefficients m_1 et m_2 dans les limites du tableau ci-dessus, qui laisse, comme on le voit, une grande insécurité. Il est vrai qu'en pratique, il ne sera généralement nécessaire d'avoir des résultats très exacts que pour les déversoirs servant de jaugeage ; or pour ceux-ci, le coefficient m est bien déterminé (d'après le tableau donné plus haut pour les déversoirs en mince paroi d'après Bazin).

Il est souvent nécessaire de connaître le relèvement du plan d'eau en amont du barrage au moment d'une crue ; dans ce cas, le barrage sera généralement très noyé (a très grand) et on pourra admettre $m_1 = 0$, $m_2 = 0{,}90$ à $0{,}95$. Ces chiffres sont à retenir, car, lorsqu'il s'agira de construire des barrages mobiles, dont les seuils sont légèrement surélevés par rapport au lit moyen du fleuve, ils permettront de prévoir des barrages moins larges que si on admettait des valeurs de m_2 plus faibles qu'elles ne sont réellement. On réduira ainsi les frais d'installation, tout en se plaçant dans de bonnes conditions au point de vue des hautes eaux extraordinaires.

Il faut remarquer que le dépôt d'alluvions, qui se produit à la longue en amont du déversoir, provoque généralement un exhaussement du lit de la rivière. La valeur de h_0 a ainsi tendance à diminuer. Il sera donc prudent, suivant les circonstances, de poser $h_0 = 0$ dans le calcul de la vitesse initiale v_i

Pour des barrages à vannes entre piles, dont le seuil fixe est au niveau moyen du lit du fleuve, on emploiera, pour calculer le surélèvement à l'amont (ou remous), en temps de crues où toutes les vannes sont levées, la formule (3) donnée au chapitre précédent.

CHAPITRE XVIII

CALCUL DE LA COURBE DE REMOUS PRODUITE PAR UN BARRAGE

Tout barrage, ou autre obstacle, établi sur un cours d'eau a pour conséquence une surélévation du niveau de l'eau à l'amont de cet obstacle. Par suite de cette surélévation, ou augmentation des sections mouillées, la pente superficielle devient plus faible qu'auparavant ; le profil en long du niveau de l'eau à l'amont se formera suivant une courbe qui part *du niveau surélevé* de la hauteur h, au droit du barrage, pour se prolonger bien loin à l'arrière jusqu'à ce qu'elle rejoigne l'ancien niveau. Théoriquement, cette courbe est asymptote au profil en long de l'ancien niveau, mais pratiquement, on considère le remous comme nul lorsqu'il n'atteint plus que quelques centimètres (voir fig. 93).

On a conseillé bien des formules pour calculer la courbe de remous, mais les formules théoriques ne donnent pas de résultats assez exacts pour pouvoir être utilisées en pratique.

Nous allons donc indiquer deux méthodes pratiques pour établir la courbe de remous, toutes deux approximatives ; la seconde peut être dans certains cas plus exacte. C'est cette dernière qui a été adoptée pour le calcul des surélévations probables du plan d'eau, résultant de différents grands barrages suisses sur le Rhin, sur l'Aar, etc.

Avant d'exposer ces méthodes, il convient de donner les éléments qui sont nécessaires pour effectuer ces calculs. Il faudra d'abord choisir les débits Q pour lesquels on veut

construire les courbes de remous. Ce sont généralement :

1° le débit d'étiage ;

2° le débit des eaux moyennes ;

3° le débit des hautes eaux ordinaires.

Pour le débit des hautes eaux extraordinaires, le barrage mobile sera, en général, complètement levé et la surélévation du plan d'eau nulle si, toutefois, l'on a pris la précaution d'augmenter la section d'eau au barrage pour contrebalancer l'obstacle créé par les piles.

Ces débits choisis, on déterminera pour chacun d'eux

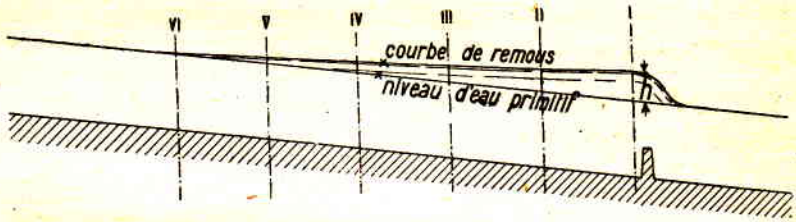


Fig. 93.

d'après un assez grand nombre d'observations, la ligne des eaux en profil en long telle qu'elle était avant la construction du barrage. On relèvera aussi, de distance en distance, des profils en travers permettant de calculer les surfaces d'eau S, le périmètre mouillé p, le rayon hydraulique moyen $R = \frac{S}{p}$, et cela pour les divers niveaux d'eau correspondant aux débits choisis.

Voyons maintenant comment on établira la courbe de remous *pour un débit Q déterminé* :

Première méthode.

On supposera le fleuve à l'amont du barrage partagé en une série de tronçons par des profils en travers I, II, III, IV, etc. (fig. 93).

Si l'on appelle, pour chaque profil en travers :

S la section mouillée primitive	S′ la section mouillée après construction du barrage
b la largeur moyenne primitive	b' la largeur moyenne après construction du barrage
t la profondeur moyenne primitive	t' la profondeur moyenne après construction du barrage
v la vitesse moyenne primitive	v' la vitesse moyenne après construction du barrage
i la pente superficielle primitive	i' la pente superficielle après construction du barrage
R le rayon moyen primitif	R′ le rayon moyen après construction du barrage
p le périmètre mouillé primitif	p' le périmètre mouillé après construction du barrage,

on a les relations approximatives suivantes (pour une rivière assez large) :

$$R = \frac{S}{p} = \frac{b \cdot t}{b} = t \qquad R' = \frac{S'}{p'} = \frac{b' \cdot t'}{b'} = t'$$

$v = K \cdot \sqrt{R \cdot i}$ (formule 14, chap. V) d'où : $v = K \cdot \sqrt{t \cdot i}$

$v' = K' \cdot \sqrt{R' \cdot i'}$ d'où : $v' = K' \cdot \sqrt{t' \cdot i'}$

Le coefficient K croît légèrement avec t (formule 17, Chap. V), mais on peut supposer qu'il reste constant (on obtiendra ainsi des valeurs de remous un peu trop fortes, ce qui augmentera la sécurité du calcul).

Avec cette hypothèse (K = K′), on trouve :

$$\frac{v}{v'} = \sqrt{\frac{t \cdot i}{t' \cdot i'}}$$

mais comme

$$v = \frac{Q}{b \cdot t} \qquad \text{et} \qquad v' = \frac{Q}{b' \cdot t'}$$

on obtient :

$$\frac{b' \cdot t'}{b \cdot t} = \sqrt{\frac{t \cdot i}{t' \cdot i'}}$$

d'où :

$$i' = i \cdot \frac{t^3 \cdot b^2}{t'^3 \cdot b'^2}$$

Pour une rivière assez large, le rapport $\frac{b^2}{b'^2}$ peut être considéré comme voisin de 1 par rapport à $\frac{t^3}{t'^3}$, la largeur variant relativement beaucoup moins que la profondeur (on obtiendra pour cette nouvelle raison un remous légèrement plus fort, ce qui augmentera encore la sécurité du calcul).

De là, la formule très simple :

(1) $$i' = i \cdot \frac{t^3}{t'^3}$$

On calculera, avec notre formule, de profil en profil, les pentes nouvelles i', en partant du plan d'eau surélevé au barrage. Ce calcul se fera par tâtonnements, comme nous le montrons dans le tableau suivant. On admettra d'abord, au jugé, pour le profil en travers à l'amont du tronçon de fleuve considéré, un niveau d'eau (colonne 5) et on calculera, avec ce niveau, les valeurs des colonnes suivantes. On reprendra les calculs, en modifiant le niveau d'eau admis (colonne 5), jusqu'à ce que le niveau d'eau obtenu par le calcul (colonne 14) concorde avec celui admis colonne 5. Dans le tableau qui suit, on a pris, pour la profondeur t avant l'établissement du barrage, une valeur constante, 1,00 mètre ; en pratique, on pourra faire varier cette profondeur suivant les valeurs qui sont données par les profils du cours d'eau.

Tableau pour le calcul d'une courbe de remous (Q = 290 m³ : sec) *avec la formule* $i' = i \cdot \frac{t^3}{t'^3}$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Tronçons	Kilométrage du fleuve	Distances moyennes entre profils	Débit Q	Niveaux d'eau		Surélèvements		Profondeurs moyennes des tronçons		$\left(\frac{t}{t'}\right)^3$	Pentes		Différences de niveau profils consécutifs	Altitudes calculées des niveaux d'eau futurs
				altitudes primitives	altitudes futures	au profil considéré	moyenne du tronçon considéré	primitives t	futures t'		primitives i en ‰	futures i' en ‰		
		m	m³ : s	m	m	m	m	m	m				m	m
	46 + 000			195,41	197,756 (1)	2,35								197,756 (1)
I		500	290				2,12	1,00	3,12	0,033	0,92	0,030	0,015	
	45 + 500			195,87	197,771	1,90								197,771
II		500	290				1,68	1,00	2,68	0,052	0,92	0,048	0,024	
	45 + 000			196,33	197,795	1,47								197,795
III		500	290				1,26	1,00	2,26	0,086	0,89	0,077	0,038	
	44 + 500			196,77	197,833	1,06								197,833
IV		500	290				0,87	1,00	1,87	0,15	0,89	0,13	0,065	
	44 + 000			197,22	197,898	0,68								197,898
V		500	290				0,52	1,00	1,52	0,29	0,89	0,26	0,13	
	43 + 500			197,66	198,03	0,36								198,03
VI		500	290				0,25	1,00	1,25	0,51	0,89	0,45	0,23	
	43 + 000			198,11	198,26	0,15								198,26
VII		500	290				0,10	1,00	1,10	0,75	0,89	0,67	0,34	
	42 + 500			198,55	198,60	0,05								198,60

(1) Plan d'eau au barrage, surélevé, admis.

Seconde méthode.

Dans cette méthode, nous partons également de la formule fondamentale $v = K \cdot \sqrt{R \cdot i}$, qui exprime la valeur de la vitesse moyenne v en fonction de K, du rayon moyen $R = \frac{S}{p}$ et de la pente i, mais, au lieu de supposer le coefficient K constant dans une même section du

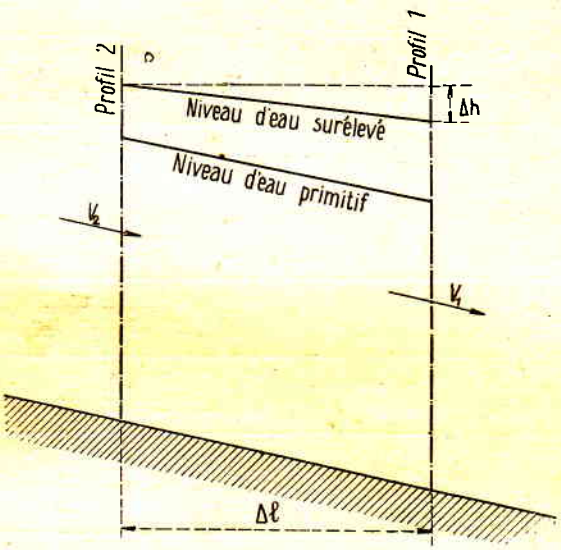


Fig. 94.

cours d'eau, nous tiendrons compte de sa variabilité avec R. Nous tiendrons également compte de l'influence du changement de la vitesse moyenne d'un profil à l'autre.

Considérons, en amont du barrage, un tronçon du fleuve limité par deux profils en travers 1 et 2 assez rapprochés (distance Δl) pour qu'on puisse admettre que la ligne d'eau comprise entre ces deux profils soit rectiligne (fig. 94). En appelant Δh la différence d'altitude des points extrêmes du niveau d'eau surélevé sur cette longueur Δl

$\left(\text{soit } i' = \frac{\Delta h}{\Delta l}\right)$, on peut décomposer cette hauteur Δh en deux parties : $\Delta h = \Delta h' + \Delta h''$.

La partie $\Delta h'$ correspond au changement de vitesse moyenne du profil 1 au profil 2 :

(2) $$\Delta h' = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$$

v_1 et v_2 étant respectivement les vitesses moyennes dans ces profils :

$$v_1 = \frac{Q}{S_1} \quad ; \quad v_2 = \frac{Q}{S_2} .$$

La partie $\Delta h''$ est la dénivellation due à la perte de puissance vive nécessaire pour vaincre les frottements. Nous la déduirons de la formule générale :

$$v = K \cdot \sqrt{R \cdot i},$$

d'où nous tirons :

$$i = \frac{v^2}{K^2 \cdot R} .$$

S_1 et S_2, p_1 et p_2 et enfin R_1 et R_2 désignant respectivement les surfaces mouillées, les périmètres mouillés et les rayons hydrauliques des profils 1 et 2, pour les niveaux surélevés, nous avons, pour le profil moyen intermédiaire :

$$v = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

$$R = \frac{S}{p} = \frac{R_1 + R_2}{2} = \frac{1}{2}\left(\frac{S_1}{p_1} + \frac{S_2}{p_2}\right)$$

Nous avons, en outre :

$$i = \frac{\Delta h''}{\Delta l}$$

K = coefficient dépendant de la rugosité, de R et en faible mesure de i.

On en déduit :

(3) $$\Delta h'' = \left(\frac{v_1 + v_2}{2}\right)^2 \cdot \frac{\Delta l}{K^2 \cdot R}$$

On obtient ainsi la formule :

(4) $$\Delta h = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \left(\frac{v_1 + v_2}{2}\right)^2 \frac{\Delta l}{K^2 \cdot R}$$

Comme la valeur $\frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} = \Delta h''$ représente soit la perte de charge (dénivellation) due à l'augmentation de vitesse du profil 2 au profil 1 (pour une valeur positive de $\Delta h''$) soit, au contraire, une augmentation de charge (surélévation) due à la diminution de vitesse (pour une valeur négative de $\Delta h''$), on pourra ne tenir compte de cette partie $\Delta h''$ de l'équation (4) que lorsqu'elle sera positive. Pour les valeurs négatives, on pourra, ou bien les négliger tout à fait (1), ou bien les multiplier par un coefficient de réduction (par exemple 0,5) pour tenir compte de la force vive perdue par les frottements supplémentaires. Dans ce cas, il faudra faire la même hypothèse, dans la détermination de K en fonction de R, suivant la méthode indiquée ci-dessous.

C'est avec la formule (4) que l'on fera le calcul de la courbe de remous, en procédant de tronçon en tronçon à partir du barrage. Le calcul se fait en procédant d'une manière analogue à celle que nous avons décrite dans la

(1) On trouvera ainsi un remous plus fort qu'il n'est réellement, ce qui augmente la sécurité.

première méthode, mais en tenant compte, d'une part, de la variation de vitesse d'un profil à l'autre et, d'autre part, de la variabilité de K en fonction de R ou de t.

Pour déterminer cette variabilité de K en fonction de R, considérons, par exemple, le tronçon de profil en long limité par les profils 1 et 2. Il faudra déduire pour ce tronçon, d'après les observations faites *pour les niveaux d'eau existants avant la construction du barrage* et pour un débit déterminé Q :

$$R_1 = \frac{S_1}{p_1} \quad ; \quad R_2 = \frac{S_2}{p_2} \quad ; \quad \text{d'où : } R = \frac{R_1 + R_2}{2} ;$$

ensuite :

$$v_1 = \frac{Q}{S_1} \quad ; \quad v_2 = \frac{Q}{S_2} ;$$

et enfin :

$$\Delta h = \frac{i'}{\Delta l} ,$$

i' déterminé par le profil en long de la ligne d'eau correspondant au débit Q.

Ces valeurs connues, on calculera ensuite par tâtonnements, à l'aide de la formule (4), le coefficient K correspondant à la valeur de R définie par le niveau (débit) choisi (1). On opérera ainsi pour les divers niveaux d'eau anciens, ce qui permettra de construire la courbe donnant K en fonction de R.

Pour obtenir les valeurs de K correspondant aux niveaux d'eau futurs surélevés, dépassant les niveaux primitifs, on calculera d'abord les valeurs de R correspondant à ces niveaux surélevés, puis on prolongera la courbe de K en fonction de R et les valeurs cherchées de K se trouveront par extrapolation. La courbe don-

(1) Le coefficient K ainsi calculé correspondra bien alors uniquement à la perte de puissance vive nécessaire pour vaincre les frottements, puisque, chaque fois, on retranchera de la dénivellation totale Δh, la partie $\Delta h' = \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g}$ correspondant à la variation de vitesse.

nant la valeur de K en fonction de R permettra de construire celle donnant K en fonction de t, la relation entre R et t étant connue pour chaque profil ayant servi aux essais. En procédant ainsi, on considère que K ne varie qu'avec le profil mouillé (R ou t) et non avec la pente. La pratique montre, en effet, qu'on peut négliger cette dernière influence qui est très faible.

Le calcul se fera le mieux en tableau, comme pour la première méthode, mais avec des colonnes correspondant aux éléments de la formule (4).

Cette seconde méthode de calcul est extrêmement longue et compliquée ; c'est pourquoi nous conseillons d'employer notre méthode, qui est beaucoup plus simple et donnera des résultats se rapprochant suffisamment de la réalité (1). On peut d'autant mieux l'adopter que les remous obtenus seront supérieurs à la réalité, d'après les hypothèses même que nous avons faites pour simplifier les calculs.

La même méthode de calcul pourra être admise dans la détermination de l'abaissement du plan d'eau résultant de la diminution de débit du fleuve, par suite de la prise d'une certaine quantité d'eau par le canal de dérivation. Partant du niveau à la prise correspondant au débit réduit, on calculera à l'amont, par tronçons, le nouveau plan d'eau et l'on établira ainsi la courbe de *dépression*. Cette détermination s'appliquera, par exemple, lorsque le barrage mobile est complètement levé.

(1) Notre première méthode donne certainement des résultats plus exacts pour des surélévations faibles par rapport à la profondeur d'eau, mais, même pour de grandes surélévations, les résultats ne diffèrent pas, en général, de plus de 5 % du remous total.

CHAPITRE XIX

LE COUP DE BÉLIER

Le coup de bélier est la surpression ou la dépression qui se produisent dans une conduite d'eau lorsque l'on fait varier le régime de l'eau en mouvement à l'intérieur de cette conduite.

L'ouverture ou la fermeture de la vanne placée à l'extrémité inférieure d'une canalisation forcée provoque des coups de bélier, dont il est utile de connaître la valeur afin de calculer la conduite de manière à ce qu'elle résiste au maximum de pression.

Les théories les plus connues relatives aux coups de bélier ont été données par MM. Michaud, Allievi, Joukowski et de Sparre. Ces théories concordent d'ailleurs entre elles et avec la réalité, comme l'ont prouvé les très nombreux essais effectués en particulier par MM. Gariel, Camichel et Eydoux.

Nous ne pouvons faire ici une étude complète du coup de bélier, étude qui sortirait du cadre de cet ouvrage; nous nous contenterons de donner les formules nécessaires à l'ingénieur pour calculer une conduite forcée. Nous nous sommes servis principalement pour cet exposé de l'étude de M. Gariel sur les maxima de surpression dans les phénomènes de coups de bélier, étude qui a paru dans la *Revue Générale de l'Electricité* du 21 septembre 1918. Nous renvoyons les ingénieurs qui s'intéresseraient de

plus près à la question aux nombreuses études parues à ce sujet dans les revues techniques (1).

Nous étudierons :

1° le coup de bélier de fermeture et sa valeur maximum au distributeur ou extrémité inférieure de la conduite forcée ;

2° le coup de bélier d'ouverture ;

3° le coup de bélier en un point quelconque de la conduite.

Coup de bélier de fermeture ; sa valeur maximum au distributeur. — Lorsque l'on ferme le distributeur placé à l'extrémité inférieure de la conduite, le phénomène débute en cet endroit par une onde de surpression suivie ou non d'une onde de dépression puis d'une autre onde de surpression et ainsi de suite, suivant la longueur de la conduite. La plus ancienne formule donnant la surpression maximum produite par le coup de bélier au distributeur a été établie par Michaud.

Nous ne considérons que le cas *d'une fermeture* de la vanne telle que le débit coupé par unité de temps soit constant (variation uniforme du débit avec le temps).

Nous appellerons :

L la longueur de la conduite, en mètres ;

V_0 la vitesse de l'eau en régime permanent lorsque la vanne est complètement ouverte, en mètres par seconde ;

T la durée de fermeture complète, en secondes ;

g l'accélération, en mètres par seconde ^{2}.

(1) En particulier : *Revue Générale de l'Electricité*, 31 mars, 12 mai, 30 juin, 29 décembre 1917, 21 septembre, 5 octobre, 9 novembre, 16 novembre 1918, 15 février, 8 mars, 12 avril 1919, 22 et 29 novembre 1919, 6 décembre 1919, 17 et 24 janvier 1920, 15 février 1922, 10 février 1923.

Bulletin de la Société Vaudoise des Ingénieurs et Architectes, septembre et décembre 1878.

Bulletin technique de la Suisse Romande, 16 nov. 1918 et numéros suiv.

Revue de Mécanique, 1904.

Le coup de bélier maximum, en mètres d'eau, est donné par la formule :

$$(1) \qquad \boxed{P_m = \frac{2LV_0}{gT}}$$

Mais on voit immédiatement que si la fermeture était instantanée, c'est-à-dire $T = 0$, la surpression P_m serait infinie, ce qui ne correspond pas à la réalité. Comme l'a démontré Joukowski, au-dessous d'une certaine durée limite de fermeture, le coup de bélier reste constant.

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire qui se propage le long de la conduite.

Soit a la vitesse de propagation, le long de la conduite, de la variation de charge résultant du coup de bélier; cette vitesse, en mètres par seconde, est, d'après Allievi :

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48{,}3 + K\frac{d}{e}}}$$

en appelant d le diamètre moyen de la conduite et e son épaisseur (d et e évalués en mêmes unités). K dépend de la nature des parois : $K = 0{,}5$ pour une conduite en tôle d'acier et $K = 1$ pour la fonte.

Le phénomène de variation de charge se propage jusqu'à la chambre d'eau pour revenir vers le distributeur.

L'onde met un temps

$$\frac{2L}{a}$$

pour aller du distributeur à la chambre d'eau et revenir au distributeur.

La durée de fermeture limite au-dessous de laquelle le coup de bélier maximum reste ensuite constant est précisément égale au temps $\frac{2L}{a}$, et la valeur constante de la surpression

maximum, pour un temps de fermeture inférieur à $\frac{2L}{a}$, est:

(2) $$\boxed{P_m = \frac{aV_0}{g}}$$ (formule Joukowski-Allievi).

On voit immédiatement que, pour un temps de fermeture totale $T = \frac{2L}{a}$, les formules de Michaud et de Joukowski-Allievi sont identiques.

1° Il est nécessaire de remarquer que, lorsque $T > \frac{2L}{a}$, c'est-à-dire lorsque la formule de Michaud est applicable, le coup de bélier maximum ne se produit pas pour la fermeture à partir d'une ouverture complète de la vanne. Le coup de bélier maximum se produit lorsqu'on ferme la vanne à partir d'une ouverture partielle telle que le temps de fermeture correspondant à cette ouverture partielle soit égal à $\frac{2L}{a}$. Le coup de bélier est alors donné par la formule de Michaud :

$$P_m = \frac{2LV_0}{gT}$$

(la fermeture de la vanne se faisant de manière à diminuer le débit suivant une loi linéaire par rapport au temps).

En général, on construit les régulateurs des turbines de telle sorte que la fermeture se fasse en un temps $T > \frac{2L}{a}$, de manière à réduire le plus possible la valeur du coup de bélier.

Connaissant, par la construction du régulateur, le temps T nécessaire pour la fermeture complète, on vérifie que $T > \frac{2L}{a}$ et on calcule alors la surpression par la formule de Michaud. Si l'on veut faire l'essai du coup de bélier

maximum qui pourrait se produire lorsque $T > \frac{2L}{a}$, on place. avant l'essai, la vanne dans une position telle que le temps nécessaire pour la fermeture complète à partir de cette position soit égal à $\frac{2L}{a}$.

Si l'on s'impose la condition que la surpression ne doit pas dépasser une quantité fixée d'avance, par exemple 10 % de la pression statique, on remplace dans la formule de Michaud P_m par cette valeur admise et, connaissant L et V_0, on en déduit le temps T de fermeture totale admissible.

2° Lorsque la formule de Michaud n'est pas applicable, c'est-à-dire lorsque $T < \frac{2L}{a}$, on applique la formule (2). Ce cas ne se présente généralement pas dans la pratique car, pour éviter des surpressions dangereuses, on règle le régulateur de telle sorte que T, temps de fermeture, soit assez grand et supérieur à $\frac{2L}{a}$. On remarque que le diamètre et l'épaisseur des tôles interviennent dans la formule (2), donnant la valeur de P_m pour $T < \frac{2L}{a}$. Cette formule n'est donc applicable que si d et e sont constants. Or, en pratique, on diminue quelquefois d de haut en bas pour des raisons d'économie ; en outre e est fonction de la charge statique et du diamètre d. M. de Sparre a démontré que dans le cas d'une canalisation d'épaisseur et de diamètre variables, le coup de bélier $\frac{aV^0}{g}$ devait être majoré et que cette majoration pouvait atteindre 75 % pour une fermeture instantanée (T voisin de 0).

Coup de bélier d'ouverture ; sa valeur maximum au distributeur. — Lorsque l'on ouvre la vanne d'une conduite, il se produit dans cette dernière, et en particulier à son extrémité inférieure, une onde de dépression suivie immé-

diatement d'une onde de surpression d'amplitude inférieure à la première.

Les coups de bélier d'ouverture sont loin d'avoir la même importance pratique que les coups de bélier de fermeture et ils ne constituent pas, en général, un danger pour la conduite elle-même ; ils doivent cependant rester inférieurs à une certaine limite afin d'obtenir du régulateur une stabilité suffisante.

Nous ne pouvons mieux faire que de citer les conclusions auxquelles arrive M. Gariel dans l'étude qu'il a faite des *coups de bélier d'ouverture* (1).

« *Cas général.* — Dans toutes les installations hydrau-
« liques comportant une conduite de diamètre constant
« et d'épaisseur constante ou variable, alimentant une
« turbine commandée par un régulateur qui assure l'ou-
« verture complète du vannage suivant une loi linéaire en
« un temps supérieur ou égal à $\frac{2L}{a}$, la dépression maxi-
« mum qui puisse se produire à la suite d'une ouverture,
« et qui se produira certainement en cours d'exploitation,
« est celle correspondant à l'ouverture en un temps $\frac{2L}{a}$ à
« partir de la fermeture complète. Si T est le temps total
« d'ouverture du régulateur et v_t la vitesse dans la con-
« duite pour l'ouverture complète (y_0 pression statique en
« mètre d'eau), cette *dépression maximum* est donnée par
« la formule :

$$\frac{2L \cdot v_t}{g \cdot T} \times \frac{1}{1 + \frac{a \cdot v}{2g \cdot y_0}}$$

« où l'on fait figurer la vitesse finale, c'est-à-dire par la
« formule de Michaud multipliée par un facteur correctif,

(1) *Revue Générale d'Electricité*, 5 octobre 1918.

« dont la valeur se rapproche sensiblement de l'unité pour « les hautes chutes, mais qui peut prendre une grande « importance pour les basses chutes. La vitesse v figurant « dans le facteur correctif est la vitesse qui serait réalisée « dans la conduite pour l'ouverture atteinte au bout du « temps $\frac{2L}{a}$ s'il n'y avait pas de coups de bélier.

« *Cas exceptionnels.* — Si la durée d'ouverture totale est « inférieure à $\frac{2L}{a}$, ce qui est rare dans le cas des turbines « hydrauliques et doit autant que possible être évité, il y « a lieu de distinguer deux cas :

« 1° Si la conduite est d'épaisseur constante, la dépres- « sion maximum à craindre est donnée par la formule

$$P_m = \frac{a \cdot v_t}{g} \times \frac{1}{1 + \frac{a \cdot v_t}{2g \cdot y_0}}$$

« 2° Si la conduite est d'épaisseur variable, la dépres- « sion, pour des ouvertures extrêmement rapides, peut se « trouver majorée par rapport à cette formule dans « laquelle on fait figurer pour a une valeur moyenne ».

Pour les hautes chutes, l'onde de surpression qui suit la dépression est théoriquement égale à l'onde de dépression, mais pratiquement elle lui est inférieure à cause de l'amortissement.

Si le temps d'ouverture complète de la turbine est égal au temps de fermeture complète, le coup de bélier d'ouverture (surpression maximum) sera donc inférieur à celui de fermeture et il suffit de calculer la conduite pour résister à ce dernier. Si le régulateur ouvre la turbine plus rapidement qu'il ne la ferme, il peut être nécessaire de calculer la surpression d'ouverture et d'en tenir compte dans le calcul de la conduite. Le calcul a été donné en

particulier par M. Carez dans le *Bulletin technique de la Suisse Romande*, années 1918 et 1919.

Coup de bélier en un point quelconque de la conduite (fermeture). — Nous n'avons étudié jusqu'ici que le coup de bélier se produisant à l'extrémité inférieure de la conduite. Il est arrivé que des conduites n'ont pas résisté dans leurs parties hautes par suite de coups de bélier; il est donc utile de connaître aussi la valeur de la surpression en un point quelconque de la conduite.

Nous n'envisagerons que le coup de bélier de fermeture et nous considérerons 2 cas :

1° *La durée de fermeture totale est supérieure à* $\frac{2L}{a}$.

Dans ce cas, la surpression maximum, calculée par la formule de M. Michaud, décroît linéairement le long de la conduite. En un point distant de x de l'extrémité inférieure, la surpression maximum est $\frac{L-x}{L}$ fois la surpression maximum à l'extrémité inférieure, soit :

$$P'_m = \frac{L-x}{L} \cdot P_m$$

Il est surtout nécessaire de faire le calcul de la surpression maximum en chaque point de la conduite, lorsque la pente n'est pas constante et que, par exemple, la partie supérieure de la conduite est horizontale ou à faible pente et la partie inférieure à forte pente.

2° *La durée de fermeture totale est inférieure à* $\frac{2L}{a}$.

Nous avons vu que dans ce cas le coup de bélier au distributeur ne dépend plus de la vitesse de fermeture mais seulement du diamètre, de l'épaisseur et de la nature de la conduite. On serait tenté, si on ne tenait compte que du coup de bélier au distributeur, de réduire de plus en plus

la durée de fermeture complète, puisque le coup de bélier est le même pour $T = 0$ et $T = \frac{2L}{a}$.

Mais en diminuant la durée de fermeture, on augmente la surpression dans les parties hautes de la conduite. C'est la raison pour laquelle on fixe en général $T > \frac{2L}{a}$.

MM. Camichel, Eydoux et Gariel (1) montrent, en effet, que :

« Dans le cas où l'on est contraint d'admettre une fer-
« meture totale du distributeur s'effectuant en un temps
« égal à $\frac{1}{n}\frac{2L}{a}$ $(n > 1)$, la conduite doit être calculée de la
« façon suivante :

« Soit P_m la surpression maximum au distributeur,
« égale à $\frac{aV_0}{g}$.

« *a*) Pour tout le tronçon inférieur compris entre le dis-
« tributeur et un point M, distant de la chambre d'eau
« d'une longueur y telle que $y = \frac{L}{n}$, on devra établir la
« conduite pour résister en chaque point à la surpression
« absolue totale P_m.

« *b*) Pour le tronçon supérieur compris entre le point M
« défini ci-dessus et la chambre d'eau, on devra établir la
« conduite pour résister en chaque point à une surpres-
« sion égale à $\frac{y'}{y} \cdot P_m$, y' étant la distance du point
« considéré à la chambre d'eau ».

Lorsque l'épaisseur et le diamètre sont variables, il faut majorer la valeur du coup de bélier maximum en chaque point de la conduite dans la même proportion que le coup de bélier maximum au distributeur.

(1) *Revue générale de l'Electricité*, 15 février 1919.

Résumé :

1) *Coup de bélier de fermeture ; sa valeur maximum* P_m *au distributeur.*

Longueur de la conduite, L mètres.

Diamètre supposé constant, d mètres.

Epaisseur supposée constante, e mètre.

Vitesse de l'eau à pleine ouverture, V_0 mètres par seconde.

Temps de fermeture complète, T secondes.

Calculer d'abord la vitesse de propagation du phénomène :

$$a = \frac{9\,900}{\sqrt{48{,}3 + K\frac{d}{e}}} \text{ (en mètres par seconde)}$$

$K = 0{,}5$ pour l'acier,

$K = 1$ pour la fonte.

si $T \geqslant \frac{2L}{a}$:

$$P_m = \frac{2LV_0}{gT} \text{ (en mètres d'eau)}$$

si $T \leqslant \frac{2L}{a}$:

$$P_m = \frac{aV_0}{g} \text{ (en mètres d'eau)}$$

Si d et e varient, majorer P jusqu'à 75 % (1). Le calcul

(1) Il existe une autre méthode de calcul pour d et e variables : Considérons une conduite forcée composée d'une suite de tronçons, dont le diamètre d et l'épaisseur e sont constants pour chacun d'eux. Soit l_p la longueur de l'un quelconque de ces tronçons, d_p son diamètre et e_p l'épaisseur de sa paroi. Nous calculerons la vitesse de propagation du phénomène dans ce tronçon par la formule d'Alliévi : $a_p = \frac{9\,900}{\sqrt{48{,}3 + K\frac{d_p}{e_p}}}$; nous ferons ensuite le même calcul pour les différents tronçons et nous calculerons a par la formule :

$$\frac{L}{a} = \Sigma \frac{l_p}{a_p} .$$

Le problème s'achève ensuite comme pour une conduite où d et e sont constants.

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

CHAPITRE XX

LES TURBINES HYDRAULIQUES

Généralités. — Une étude complète des turbines et du mouvement de l'eau dans leurs différents organes sortirait du cadre de cet ouvrage ; nous nous contenterons de donner, sans entrer dans aucun calcul, les renseignements généraux nécessaires à l'ingénieur qui s'occupe de travaux hydrauliques.

La transformation de l'énergie potentielle de l'eau en énergie mécanique a été effectuée autrefois à l'aide de roues hydrauliques, telles qu'elles sont encore utilisées pour des moulins ou des scieries. Actuellement, partout où l'on veut obtenir une *puissance importante* et *un rendement élevé*, on a recours à la turbine.

Une turbine se compose :

1° *d'une roue mobile* constituée par des canaux appelés *aubes* disposés autour d'un axe dont ils sont solidaires et à l'intérieur desquels l'eau abandonne sa puissance vive ;

2° *d'une roue fixe* ou *distributeur* composée de un ou plusieurs canaux (1) dans lesquels l'eau passe avant d'arriver à la roue mobile et dans lesquels cette eau prend une vitesse et une direction convenables ;

3° *d'organes accessoires* tels que bâche, tuyau d'aspiration, vannes, organes de réglage, etc.

Classifications. — Les turbines peuvent se classer suivant différents points de vue :

(1) Les canaux du distributeur sont appelés *ailettes* ou *directrices* sauf pour le cas des turbines Pelton où ils portent le nom de *buses* ou *injecteurs*.

A. Au point de vue de la *disposition relative du distributeur et de la roue mobile* en :

1° Turbines *axiales* ou hélicoïdes dans lesquelles les filets d'eau circulent sur la périphérie de cylindres dont les génératrices sont parallèles à l'axe (fig. 95).

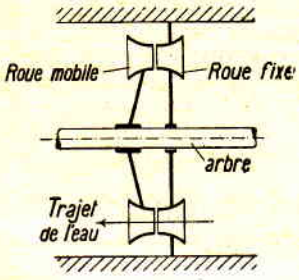


Fig. 95. — Turbine axiale.

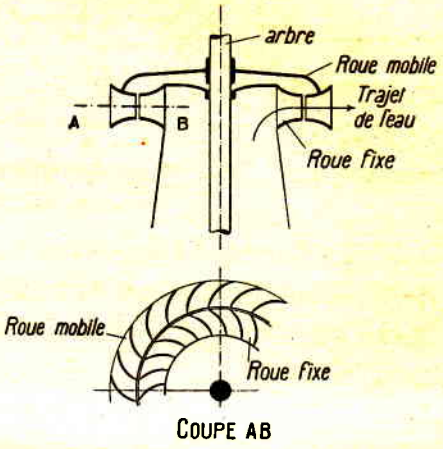


Fig. 96. — Turbine radiale centrifuge.

2° Turbines *radiales centrifuges* dans lesquelles les filets d'eau entrent dans le distributeur et sortent de la roue mobile suivant les rayons de celle-ci en circulant de l'intérieur vers l'extérieur (fig. 96).

3° Turbines *radiales centripètes* dans lesquelles les

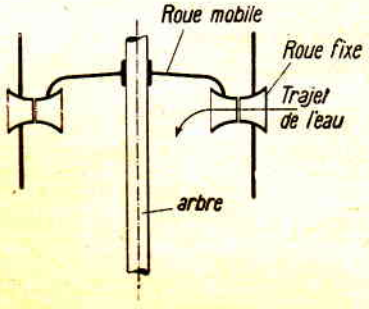


Fig. 97. — Turbine radiale centripète.

filets d'eau circulent comme précédemment, mais de l'extérieur vers l'intérieur (fig. 97).

4° Turbines *coniques*, *centrifuges* ou *centripètes*, intermédiaires entre les turbines axiales et radiales (fig. 98).

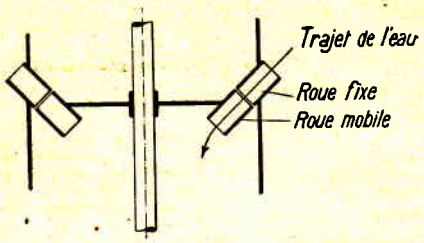


Fig. 98. — Turbine conique centripète.

5° Turbines *hélicocentripètes* ou *Francis* dans lesquelles les filets d'eau entrent radialement de l'extérieur vers l'intérieur et sortent parallèlement à l'axe (fig. 99).

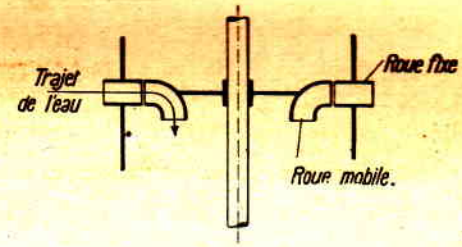


Fig. 99. — Turbine Francis.

B. Au point de vue *du nombre de roues mobiles*. Toutes les turbines ci-dessus peuvent être *simples* ou *multiples* (appelées aussi à couronne multiple ou à roues multiples), c'est-à-dire composées de une ou plusieurs roues mobiles montées sur le même arbre et munies d'un tube d'aspiration commun ou d'un tuyau de distribution commun (fig. 100).

C. Au point de vue *du mode d'installation* :

Les turbines peuvent être *dénoyées* si la roue tourne dans l'air, *noyées* si la roue est complètement immergée.

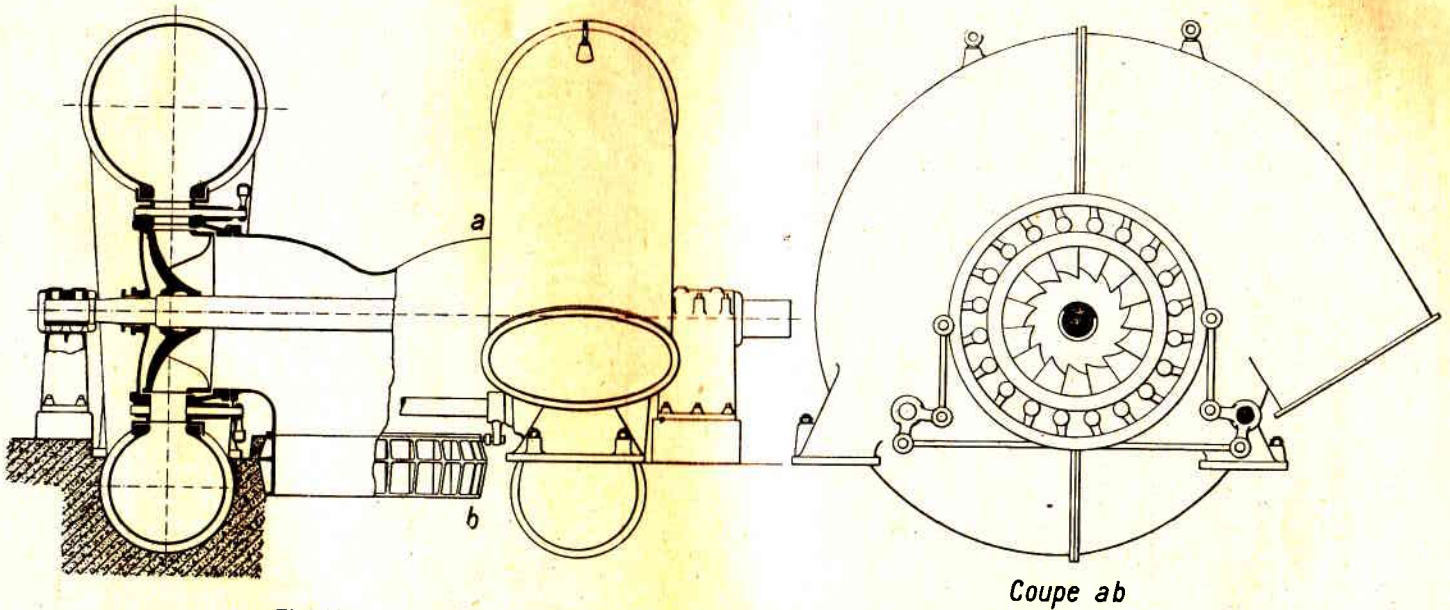


Fig. 100. – Turbine Francis double à axe horizontal, à tuyau d'aspiration commun.

Elles peuvent être *verticales* (fig. 96) ou *horizontales* (fig. 95) suivant que leur axe est vertical ou horizontal. Elles peuvent être à *chambre d'eau fermée* lorsque le distributeur est enfermé dans une bâche (fig. 100), à *chambre d'eau ouverte* dans le cas contraire.

D. Au point de vue *de la forme du distributeur* :

On distingue les turbines *à injection totale* (1) ou turbines complètes dans lesquelles la roue mobile reçoit de l'eau sur toute sa périphérie (le distributeur couvre toute la roue), des turbines à *injection partielle* qui n'ont de distributeur que sur une partie du pourtour.

E. Suivant le *mode d'action de l'eau,* on distingue les turbines *à action* des turbines *à réaction*. Mécaniquement cette classification (2) ne signifie rien, mais elle est généralement employée. On est convenu d'appeler turbine à *action* une turbine dans laquelle l'eau agit uniquement par sa *puissance vive* sur la roue mobile. A la sortie du distributeur, l'énergie totale de l'eau se trouve entièrement sous forme de vitesse ; cette eau possède une énergie cinétique ou puissance vive qui est transmise à la roue mobile.

Dans une turbine à *réaction*, l'eau a aussi une vitesse réelle à la sortie du distributeur ; elle possède donc aussi une énergie cinétique qui est transmise à la roue mobile comme dans la turbine à action. Mais, en outre, l'eau agit encore d'une manière différente sur la roue mobile. La pression p_1 de l'eau à l'entrée dans la roue mobile est supérieure à la pression p_2 à sa sortie ; en entrant dans la roue mobile, l'eau possède donc encore une énergie poten-

(1) Une turbine noyée, quel que soit son type, est toujours à injection totale.

(2) Cette classification est en effet illogique puisque toutes les turbines sont des machines tournant du fait de la réaction des aubes sur l'action de l'eau.

tielle qui est transmise à cette roue mobile et qui s'y transforme en énergie cinétique. On appelle degré de réaction de la turbine le rapport entre l'énergie potentielle et l'énergie totale de l'eau. Lorsque l'énergie potentielle et par suite le degré de réaction est égal à 0, la turbine est une turbine à action.

Dans une turbine à action (1), la pression est donc la même des deux côtés de la roue mobile (la roue est généralement dénoyée, c'est-à-dire tourne dans l'air). Les turbines à action peuvent être elles-mêmes subdivisées en turbines à *veine libre* (ou à libre déviation) dont le type le plus connu est la turbine Pelton et en turbines à *veine moulée* (2). Dans les premières la veine d'eau ne remplit pas complètement les canaux de la roue mobile, dans les secondes l'eau remplit complètement ces canaux qui ont une section sensiblement constante de l'entrée à la

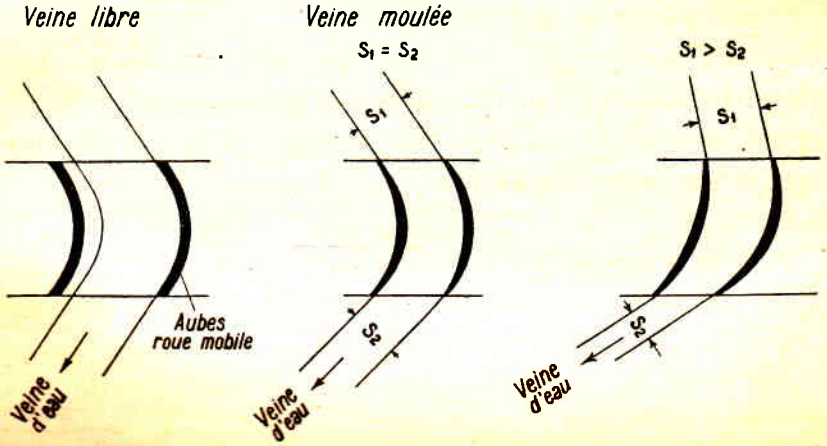


Fig. 101.

Turbines à action. **Turbine à réaction.**

(1) Ces turbines sont encore appelées turbines à *impulsion*.

(2) Les turbines à veine moulée sont encore appelées turbines *limites*, parce qu'elles marquent le point de passage entre la turbine à action et la turbine à réaction.

sortie (fig. 101). Les turbines à veine moulée ne sont plus employées à cause de l'usure que subit la roue.

Dans une turbine à réaction, au contraire, la pression à l'entrée dans la roue mobile est supérieure à la pression de sortie et à cette différence de pression correspond une augmentation de vitesse relative de l'eau par rapport à la roue, donc un rétrécissement des canaux de l'entrée à la sortie. La roue d'une turbine à réaction est toujours noyée, c'est-à-dire complètement immergée ; la turbine à réaction est donc toujours à injection totale.

Actuellement, les turbines presque exclusivement employées sont *les turbines Francis pour les faibles chutes* et *les turbines Pelton pour les hautes chutes*. Ce sont les seules que nous étudierons.

Turbine Francis (fig. 100). — La turbine Francis entre dans les catégories suivantes : turbine à réaction, hélico-centripète, simple ou multiple, noyée, à injection totale, verticale ou horizontale, à chambre d'eau ouverte (faibles chutes) ou fermée.

Nous n'entrerons pas dans les calculs de l'aubage d'une turbine Francis. La courbure des aubes est telle que l'eau pénètre dans la roue mobile sans choc (1) lorsque la turbine tourne à sa vitesse normale, et l'angle de sortie des aubes est tel que l'eau sorte parallèlement à l'axe et avec le moins de vitesse possible.

Lorsque la turbine est à chambre d'eau fermée, le distributeur est entouré d'une bâche en fonte ou en tôle à laquelle on donne généralement la forme d'une spirale.

On a cru longtemps à la nécessité de réduire au minimum l'intervalle entre l'arête de sortie des directrices du

(1) Cette condition doit d'ailleurs être réalisée quel que soit le genre de turbine ; pour cela, il faut que la vitesse relative à l'entrée soit tangente au premier élément de l'aube mobile.

distributeur et l'arête d'entrée des aubes de la roue. On est revenu de cette idée et l'expérience a montré que, tout au moins pour les grandes turbines à basses chutes,

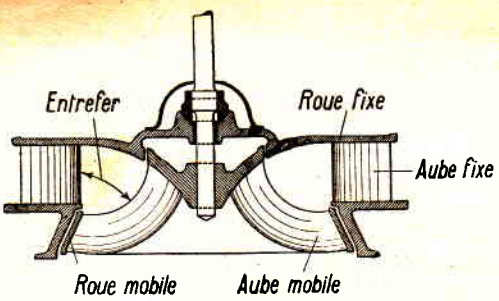


Fig. 102.

on pouvait diminuer la surface des aubes de la roue mobile en supprimant une partie du côté de l'entrée (fig. 102). La perte par frottement de l'eau à l'intérieur de la roue mobile est ainsi diminuée et le rendement est par suite meilleur.

Dans le cas de turbine à axe horizontal, la turbine et

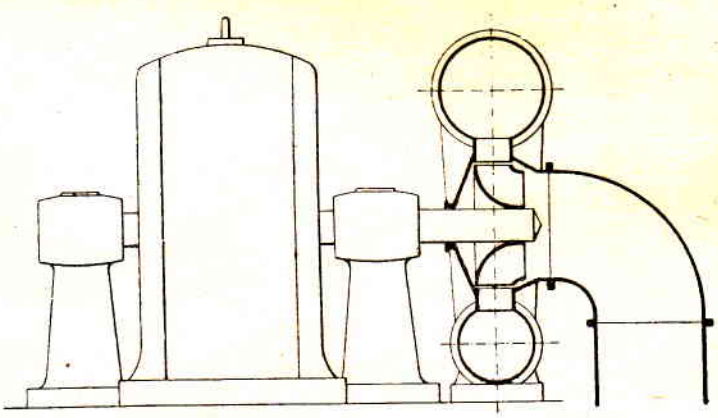


Fig. 103.

le générateur qu'elle entraîne ont le plus souvent un arbre commun qui peut alors reposer seulement sur deux paliers placés de part et d'autre du générateur; la turbine

est alors dite montée en bout d'arbre ou en porte à faux (fig. 103) (1).

Il est nécessaire, afin de maintenir la vitesse constante quelle que soit la charge, de modifier soit le débit, soit la hauteur de chute utile. C'est le premier de ces moyens qui est généralement employé. Il existe un grand nombre de systèmes de réglage qui peuvent se classer dans deux catégories :

1° *Réglage par étranglement,* dans lequel les directrices du distributeur restent invariables, mais la quantité d'eau

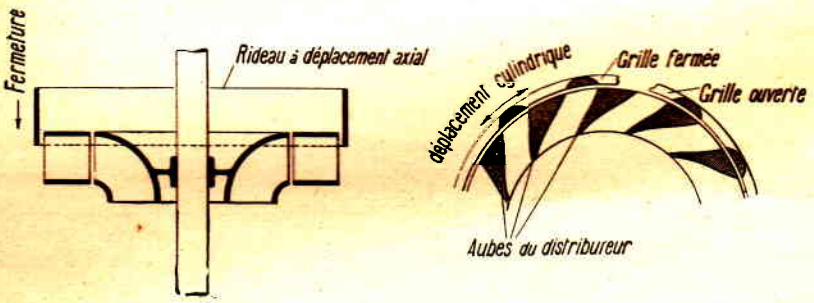


Fig. 104.

admise dans le distributeur est réglable, soit à l'aide d'une vanne sur la conduite d'amenée, soit à l'aide d'un rideau cylindrique ou d'une grille se déplaçant devant l'entrée des directrices du distributeur (ou entre le distributeur et la roue) et obturant plus ou moins le passage de l'eau. Le mouvement de l'obturateur peut être cylindrique ou axial (fig. 104).

Il existe un grand nombre de systèmes différents basés sur ce principe qui n'est plus adopté, car le rendement de ce système est déplorable à débit réduit.

(1) On tend actuellement à réaliser cette construction, ce qui permet de supprimer l'un des paliers d'extrémité.

2° *Réglage par déplacement des directrices du distributeur.* Le plus employé des systèmes de réglage basé sur ce principe est le système Finck par ailettes pivotantes (fig. 105).

Les ailettes ou directrices du distributeur pivotent chacune autour d'un axe transversal ; elles sont reliées entre elles par un cercle de réglage de telle sorte qu'un mouvement de rotation imprimé à ce cercle fasse pivoter toutes les ailettes en même temps. Le déplacement de ces ailettes modifie simultanément l'angle d'entrée de

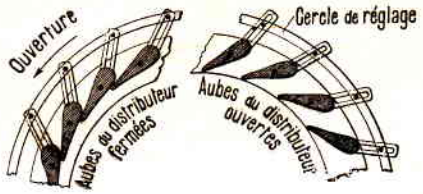


Fig. 105. — Distributeur Finck.

l'eau dans la roue mobile et l'espace libre pour le passage de l'eau.

Le cercle de réglage peut se trouver à l'intérieur de la bâche, construction plus économique, ou à l'extérieur ; cette dernière disposition est en tous cas préférable et même nécessaire lorsque l'eau contient du sable.

Le dispositif Finck est maintenant généralement adopté dans les turbines Francis, car il donne les meilleurs rendements à charge réduite.

Turbine Pelton (fig. 106). — La turbine Pelton est la turbine à action la plus employée. La roue mobile porte à sa périphérie des *augets* ou *godets doubles*. Le distributeur n'est composé que de 1 ou 2 canaux appelés *buses* ou *injecteurs*. La turbine Pelton entre dans les catégories suivantes : Turbine à action, axiale, dénoyée, à injection partielle, horizontale ou verticale, à chambre d'eau fermée, à veine libre.

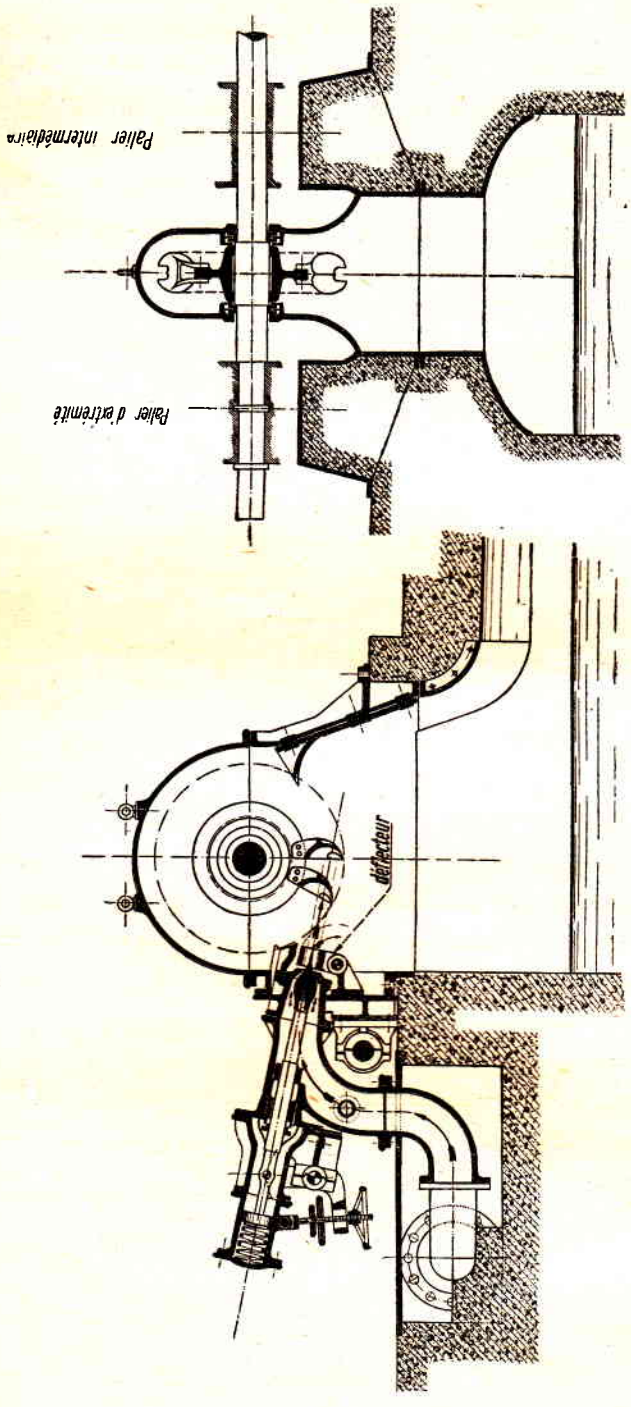


Fig. 106. — Turbine Pelton à un seul jet.

Le jet produit par l'injecteur est dirigé sur l'arête centrale de l'auget et se sépare en deux veines agissant chacune sur chacun des godets. L'eau sort parallèlement à l'axe. Les augets portent une échancrure ayant la forme du jet afin que la turbine ne travaille pas comme turbine centripète ; en outre, si l'auget ne portait pas d'échancrure, lorsqu'il pénètre dans le jet, il risquerait d'être attaqué de dos.

Les godets ou augets sont rapportés sur la jante de la roue et fixés à l'aide de boulons ou de queues d'aronde ou bien encore fondus d'une pièce avec elle.

Les injecteurs donnent au jet une forme généralement cylindrique, parfaitement homogène et d'aspect rigide.

Afin de maintenir la vitesse constante quelle que soit la

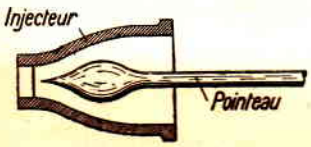


Fig. 107.

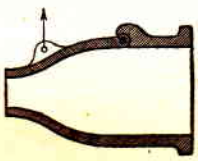


Fig. 108.

charge, on modifie le débit des injecteurs en les fermant plus ou moins. Cette fermeture est en général obtenue au moyen d'un pointeau ou aiguille dans le cas d'un injecteur circulaire (fig. 107) ou bien en déplaçant une des parois de l'injecteur lorsqu'il est carré (fig. 108). Actuellement, l'injecteur carré n'est plus construit.

En outre, afin d'éviter dans les conduites des coups de béliers produits par une fermeture trop brusque, on dispose l'injecteur de telle sorte qu'il soit possible de dévier le jet, de façon que celui-ci n'agisse plus sur la roue mobile pendant tout le temps que le pointeau met à se fermer. Ceci peut se faire de deux manières, soit en déviant l'injecteur tout entier (fig. 109), soit en le masquant à l'aide

d'un rideau se déplaçant devant son orifice (fig. 110).

Le dernier dispositif est maintenant le seul employé ; il

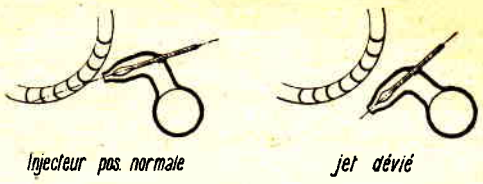


Fig. 109.

est plus avantageux que le premier, car la masse à déplacer est plus faible, d'où déplacement plus rapide ; d'autre

Fig. 110 (rideau ou déflecteur).

part, on évite l'emploi de joints mobiles qui constituent toujours des points délicats en construction mécanique.

Aspiration. — Un des avantages de la turbine à réaction, et de la turbine Francis en particulier, est la possibilité d'utiliser la chute complète, c'est-à-dire aussi bien la différence de niveau entre la chambre d'eau et la turbine que celle existant entre la turbine et le bief d'aval. Cette dernière différence de niveau est utilisée sous forme d'aspiration à l'aide d'un tube, dit tube d'aspiration, reliant la turbine au bief d'aval et dont l'extrémité inférieure doit toujours être sous l'eau. Ce tube d'aspiration doit être établi de manière à empêcher le plus possible les mouvements tourbillonnaires à sa sortie. La pression p_2 à la sortie de la roue mobile est inférieure à la pression atmosphérique. Cette différence de pression est mesurée par la hauteur d'aspiration h_1, c'est-à-dire la différence de niveau

entre l'axe de la turbine et le niveau aval, à laquelle il faut ajouter une hauteur d'aspiration supplémentaire h_2 représentant la récupération de la vitesse quittant la roue. Soit v_2 cette vitesse et v_3 la vitesse à l'extrémité du tube d'aspiration ; v_3 diffère de v_2 parce que le tube d'aspiration est évasé à dessein.

On a :

$$h_2 = \frac{v^2_2 - v^2_3}{2g} .$$

Cette hauteur h_2 est parfois importante, surtout dans les turbines à nombre de tours spécifique élevé ; on est alors obligé de placer la roue motrice à faible hauteur au-dessus du niveau aval le plus bas (3 à 5 m), parce que $h_1 + h_2$ ne peut dépasser 10 mètres auquel cas le tube se désamorcerait. Pratiquement, on ne dépasse pas $h_1 + h_2 = 8$ m, parce que la roue s'use alors rapidement par corrosion chimique du métal sous l'action des gaz dissous dans l'eau et libérés par le passage brusque de la compression à la dépression. Chaque constructeur expérimenté a des normes personnelles à ce sujet.

On a cherché également à utiliser, dans le cas des turbines à action, la différence de niveau entre l'axe de la turbine et le bief d'aval, mais sans y réussir pratiquement, car le rendement baisse par le fait que la veine d'eau libre se déforme sous l'action des gaz dissous dans l'eau et libérés par la dépression.

Pertes et rendements. — Les causes de pertes dans les turbines sont les suivantes :

1° Perte de hauteur de chute par vitesse restante. L'eau, à la sortie de la roue mobile, est animée d'une certaine vitesse ; elle possède donc une puissance vive qui est perdue pour l'installation, sauf la partie récupérée par le tube d'aspiration, dans le cas des turbines à réaction.

2° Perte de hauteur de chute par frottement de l'eau contre les directrices du distributeur et les aubes de la roue mobile.

3° Perte de hauteur de chute par choc à l'entrée dans la roue mobile. Les aubes de la roue mobile ont une certaine épaisseur et l'eau subit un choc en passant du distributeur dans la roue mobile.

4° Perte de débit par fuites. Dans les turbines à réaction, la différence de pression entre l'entrée et la sortie de la roue mobile provoque des fuites de l'eau à travers l'espace inévitable séparant la roue mobile du distributeur. L'eau de fuite, passant ainsi directement du distributeur au tuyau d'aspiration, ne produit pas de travail utile. Pour diminuer cette perte de débit, on réduit le plus possible le jeu entre la roue fixe et la roue mobile et on crée quelquefois des chicanes.

5° Dans les turbines à action sans aspiration, il faut encore tenir compte de la perte de hauteur de chute due à la différence de niveau entre l'axe de la turbine et le niveau aval. La perte de puissance qui en résulte n'intervient pas dans le calcul du rendement de la turbine proprement dite, car elle se produit en dehors de la turbine, mais elle intervient dans le calcul du rendement général de l'installation.

Le rendement mécanique de la turbine s'établit en faisant le rapport entre la puissance restituée sur l'arbre de la turbine et la puissance totale fournie à la machine (énergie potentielle et cinétique de l'eau à l'entrée).

Le rendement varie avec la vitesse de la turbine et passe par un maximum correspondant à peu près à la vitesse de régime, pour laquelle l'eau pénètre dans la roue mobile sans subir de brusque déviation.

Nous donnerons plus loin la forme des courbes de rendement des turbines.

Avec les turbines actuelles, on est arrivé à obtenir des rendements atteignant 85 % en charge normale (1).

Limites d'emploi des turbines. — On caractérise généralement un type de turbine par son *nombre de tours spécifique* qui peut se définir comme suit : le nombre de tours spécifique d'une turbine est le nombre de tours réalisé par une turbine du même type, dont toutes les dimensions seraient géométriquement semblables, mais construite pour donner une puissance de 1 cheval-vapeur sous une chute de 1 mètre.

En appelant n_s le nombre de tours spécifique d'une turbine à roue simple, n le nombre de tours réel, N la puissance en chevaux et H la hauteur de chute en mètres :

(1) $$n_s = n \frac{\sqrt{N}}{H \sqrt[4]{H}} \quad \text{ou} \quad n = n_s \frac{H \sqrt[4]{H}}{\sqrt{N}}.$$

La démonstration de cette formule, qui se trouve dans la plupart des ouvrages spéciaux sur les turbines, sortirait du cadre de cette étude (2).

Les turbines Francis simples peuvent être construites pour des nombres de tours spécifiques compris environ entre $n_s = 30$ et $n_s = 500$ tours par minute ; ce sont les considérations de rendement qui ont fixé cette détermination.

On construit même actuellement des roues hélico-centripètes dont le nombre de tours spécifique atteint 1 000 tours par minute (3), mais on n'a pas encore la démons-

(1) *Revue polytechnique suisse*, 31 août 1918.

(2) On trouve en particulier une démonstration très claire dans la *Revue polytechnique suisse* du 24 juillet 1915.

(3) *Bulletin technique de la Suisse Romande*, mai 1922.

tration d'un rendement favorable pour cette vitesse spécifique ; plus le nombre de tours spécifique augmente, plus la chute maximum sous laquelle un type de turbine peut être utilisé est réduite, par crainte de l'usure.

Les turbines Pelton à 1 jet ne sont généralement construites, pour satisfaire aux conditions de rendement, que pour des nombres de tours spécifiques inférieurs à $n_s = 25$. Pour des turbines à 2 jets, on obtient une vitesse spécifique maximum $n_s = 35$. La puissance d'une turbine Francis double est égale à 2 fois la puissance de la même turbine simple ; de même, la puissance d'une turbine Pelton à 2 jets est égale à 2 fois la puissance de la même turbine à 1 jet ; il en résulte donc, d'après la formule (1), que les vitesses spécifiques sont dans le rapport de $\sqrt{2}$ à 1 (1). Pour les turbines Pelton à un seul jet, on peut adopter un nombre de tours spécifique supérieur à 25, par exemple 28, mais à condition de tolérer un rendement de plusieurs points inférieur.

Nous allons étudier quelles sont les considérations qui doivent guider l'ingénieur dans le choix du type de turbine à adopter, suivant la hauteur de la chute à aménager ; dans ce but, nous nous servirons pour déterminer le type de turbine demandé, de ce que nous venons de voir au sujet des vitesses spécifiques.

Nous observerons en premier lieu, d'une manière générale, qu'il est avantageux de faire tourner à grande vitesse les générateurs entraînés par les turbines afin de diminuer les dimensions et le prix des machines électriques.

Pour *les basses chutes*, la formule (1) montre que pour avoir une turbine à grande vitesse et à grande puissance

(1) Plus généralement, si au lieu d'avoir une seule admission d'eau ou bien une seule roue, on en a p, le nombre n_s sera multiplié par $\sqrt{p}$

il faut choisir un type de turbine à grand nombre de tours spécifique. Or, les turbines Francis sont celles qui peuvent être construites pour le plus grand nombre de tours spécifique ; on devra donc naturellement les utiliser pour les basses chutes.

Calculons, par exemple, quelle est la puissance maximum que l'on peut donner à une unité Francis simple destinée à tourner, sous une chute de 6 mètres, à une vitesse de 100 tours par minute.

La formule (1) donne :

$$\sqrt{N} = \frac{n_s}{n} H \sqrt[4]{H}.$$

Nous avons vu que pour les Francis n_s maximum est 500 ; d'où :

$$\sqrt{N} = \frac{500}{100} 6 \sqrt[4]{6} = 47$$

et

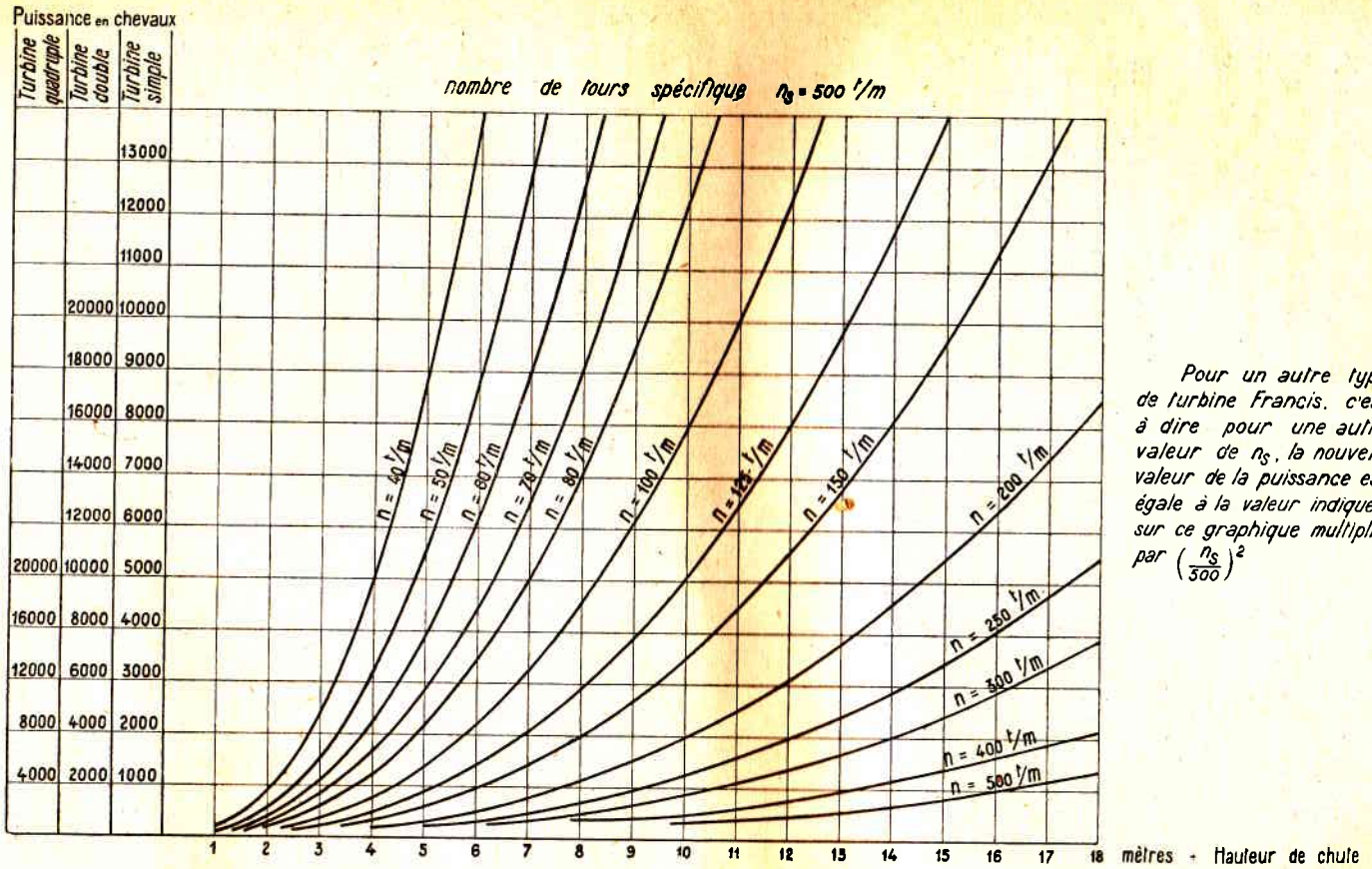
$$N = 2\,200 \text{ cv.}$$

Cette puissance maximum par unité Francis croît très vite avec la chute ; ainsi, pour une chute de 13 mètres et avec la même vitesse de 100 tours par minute, on obtient comme puissance maximum ($n_s = 500$) :

$$\sqrt{N} = \frac{500}{100} 13 \sqrt[4]{13}$$

$$N = 15\,600 \text{ cv.}$$

Nous avons tracé, fig. 111, les puissances maxima par turbine Francis simple, double ou quadruple ($n_s = 500$) en fonction de la hauteur de chute, pour différentes vitesses.



Pour un autre type de turbine Francis, c'est à dire pour une autre valeur de n_s, la nouvelle valeur de la puissance est égale à la valeur indiquée sur ce graphique multipliée par $\left(\frac{n_s}{300}\right)^2$

Fig. 111. — Puissances maxima des Turbines Francis à basse chute.

Plus la chute augmente, plus on a de marge dans le choix des puissances et nombres de tours jusqu'à ce que l'on arrive au type de turbine Francis à petit nombre de tours spécifique. Le minimum est, comme nous l'avons vu, $n_s = 50$.

Il existe cependant une hauteur de chute maximum, où même avec de grandes vitesses, il n'est plus possible de construire des turbines Francis de faible puissance. Par exemple, pour une chute de 100 mètres et une vitesse n de 500 tours par minute, on ne peut obtenir d'unité Francis simple d'une puissance inférieure à 1 000 cv ; en effet :

$$\sqrt{N} = \frac{n_s}{n} H \sqrt[4]{H}$$

$$\sqrt{N} = \frac{50}{500} 100 \sqrt[4]{100}$$

d'où :

$$N = 1\,000 \text{ cv.}$$

Nous avons tracé, fig. 112, les puissances minima par turbine Francis simple, double ou quadruple ($n_s = 50$) en fonction de la hauteur de chute, pour différentes vitesses.

Nous arrivons, entre 100 et 200 mètres, à la chute maximum au-dessus de laquelle il n'est pratiquement plus possible d'employer des turbines Francis de faible puissance. Comme le montre la fig. 112, même avec une vitesse de 1 000 tours par minute, on ne peut descendre, pour 200 mètres de chute, au-dessous d'une puissance de 1 400 cv.

Pour de grosses unités, on arrive à construire des turbines Francis fonctionnant sous plus de 200 mètres de chute ; c'est ainsi que l'on peut envisager une Francis sous 300 m de chute, tournant à 450 tours par minute, si la puissance par unité dépasse 24 000 cv.

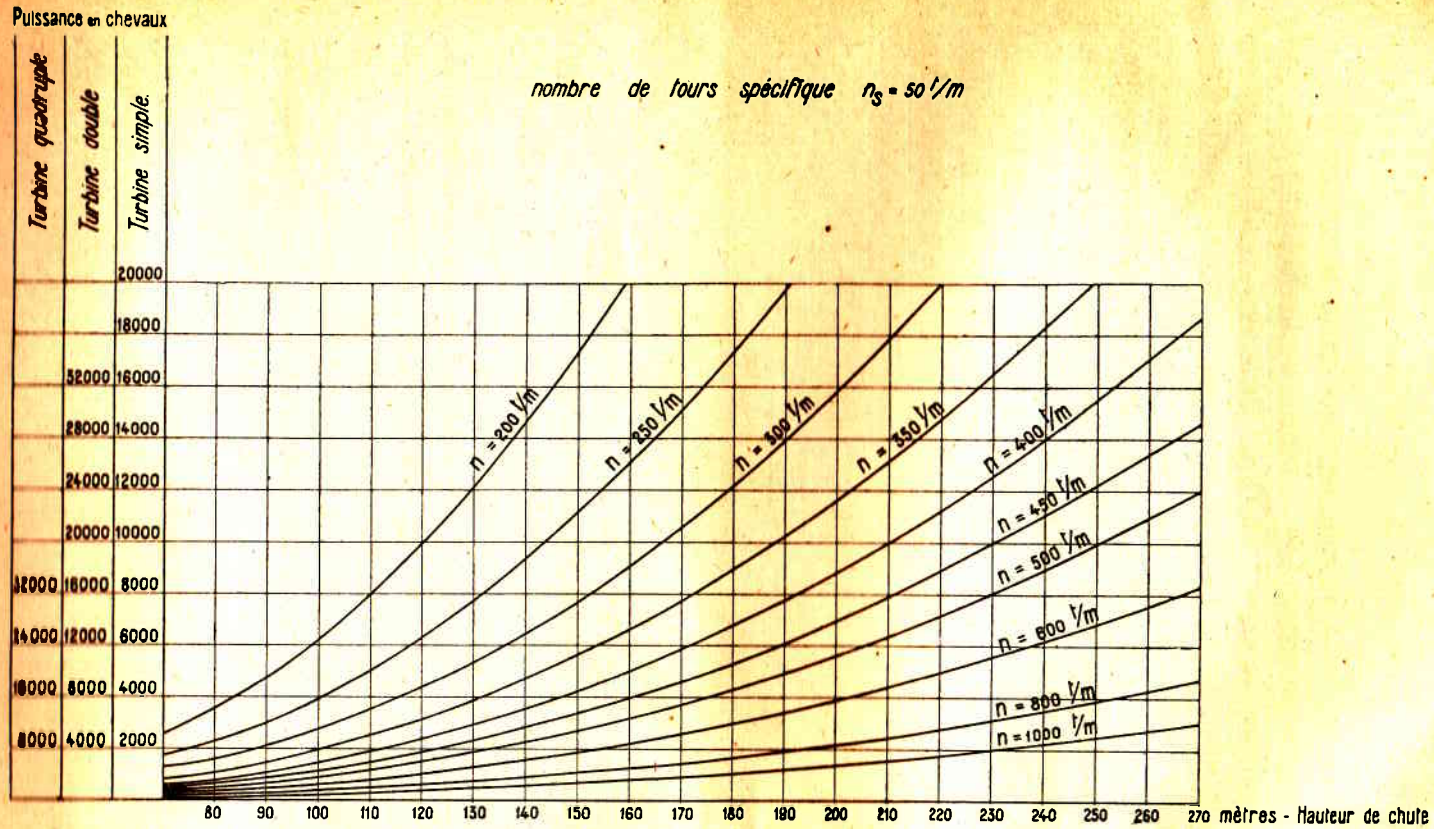


Fig. 112. — Puissances minima des turbines Francis à haute chute.

Avec les chutes de 100 à 200 mètres commence l'emploi de la turbine Pelton pour laquelle nous avons vu que le nombre de tours spécifique, avec deux jets, pouvait aller jusqu'à 35. Pour des raisons constructives, il n'est pas avantageux, en pratique, de dépasser deux jets par roue, sauf dans le cas de turbines Pelton à axe vertical. Il existe, par contre, de nombreuses Pelton à quatre jets répartis sur deux roues et même six jets répartis sur trois roues.

Si l'on voulait placer une turbine Pelton sous une chute de 100 mètres, on trouverait que même avec une vitesse faible de 200 tours par minute, la puissance maximum que l'on pourrait obtenir avec deux jets serait donnée par :

$$\sqrt{N} = \frac{35}{200} \cdot 100 \sqrt[4]{100}$$

d'où :

$$N = 3\,050 \text{ cv.}$$

Une pareille turbine ne serait d'ailleurs pas économique à cause de sa faible vitesse.

Pour avoir un générateur économique, on devra prendre une turbine Francis, simple ou multiple suivant la puissance à aménager, tournant, par exemple, à 750 tours.

Nous avons tracé, fig. 113, la puissance maximum par unité Pelton à un jet et à deux jets ($n_s = 25$) en fonction de la chute, pour différentes vitesses.

Les turbines Pelton peuvent être utilisées pour les plus hautes chutes qui se rencontrent en pratique (1 650 mètres à Fully dans le Valais).

On voit qu'entre 100 et 150 mètres de chute on peut employer aussi bien la turbine Francis que la Pelton, mais toutes deux avec une utilisation moins avantageuse. On devra, dans ces cas, modifier soit la vitesse choisie, soit la puissance des groupes ; en augmentant la puis-

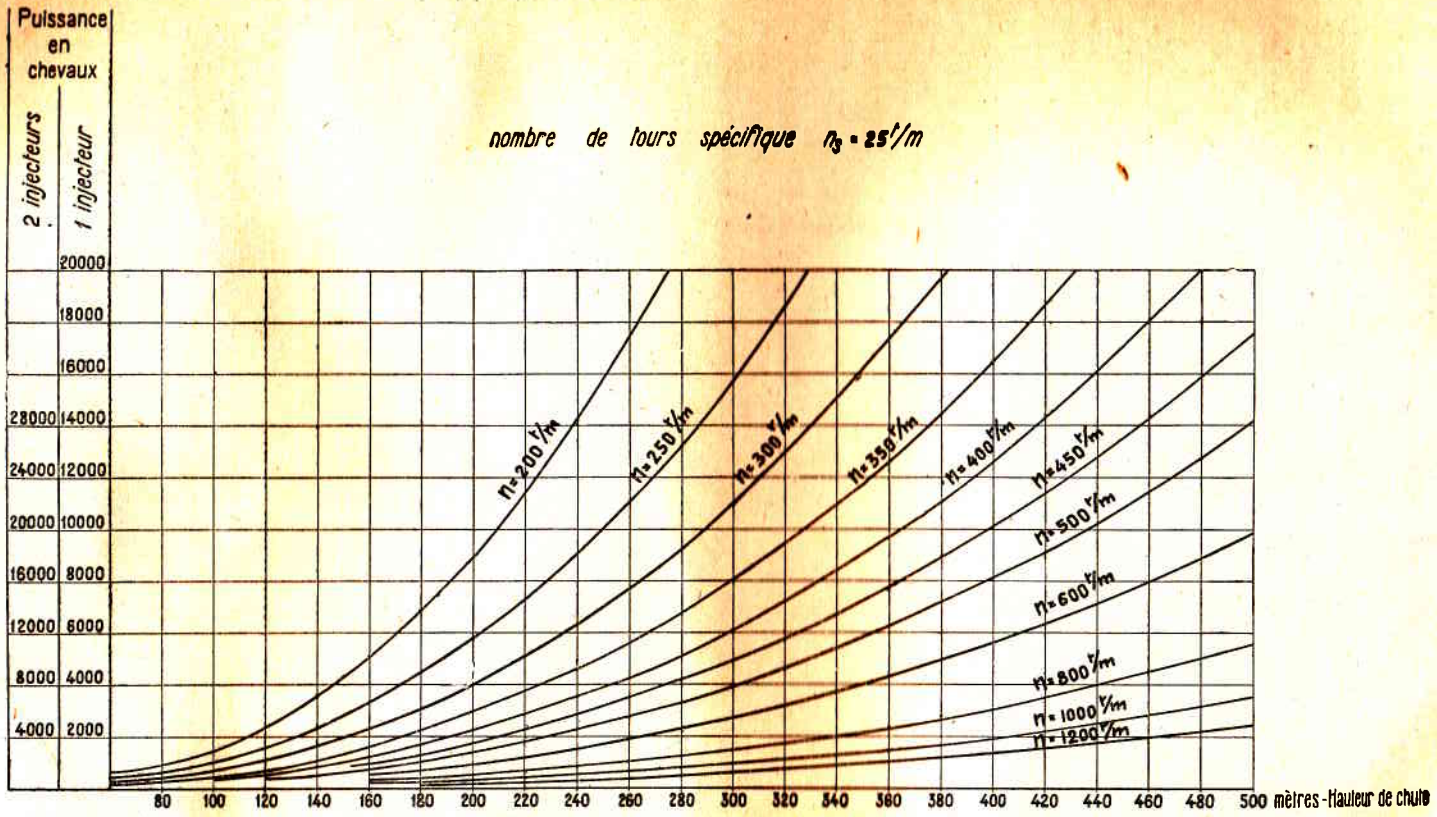


Fig. 113. — Puissances maxima des turbines Pelton.

sance des groupes et leur vitesse, on arrive à de bonnes turbines Francis simples ; en réduisant, par contre, ces facteurs, on pourra utiliser des Pelton à deux ou quatre jets.

Caractéristiques. — Les caractéristiques les plus intéressantes de fonctionnement d'une turbine sont les

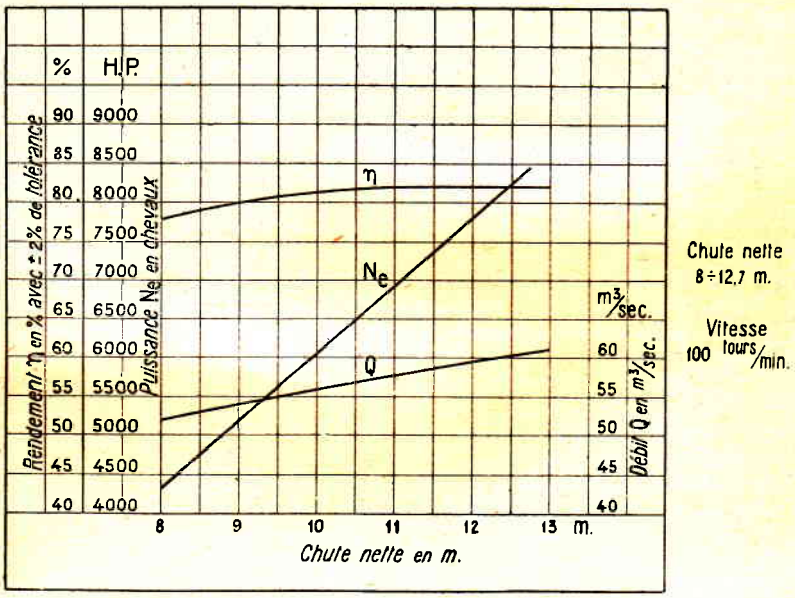


Fig. 114. — Caractéristiques et à vitesse constante à chute variable. Turbine Francis à basse chute.

caractéristiques *à vitesse constante*, car les générateurs accouplés aux turbines doivent tourner à une vitesse sensiblement uniforme pour réaliser une fréquence et une tension bien déterminées ; à cet effet, les turbines sont munies de régulateurs maintenant cette vitesse sensiblement constante.

On distingue dans les caractéristiques à vitesse constante :

1°) les caractéristiques à chute variable ;

2°) les caractéristiques à chute constante et puissance variable.

Dans les deux cas le débit est variable.

Les premières sont intéressantes à considérer pour les turbines à basse chute, en particulier pour les turbines utilisant l'eau d'un fleuve et pour lesquelles la chute peut

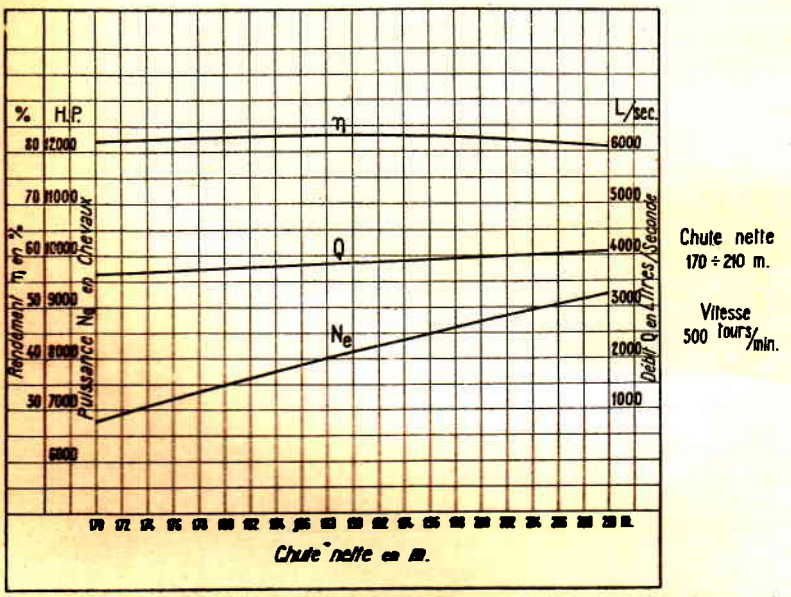


Fig. 115. — Caractéristiques à vitesse constante et à chute variable. Turbine Francis à chute moyenne.

varier dans de grandes proportions suivant le régime du fleuve, cette chute étant minimum au moment des crues et maximum au moment des basses-eaux.

Nous donnons (fig. 114 et fig. 115) des exemples de caractéristiques à vitesse constante et chute variable pour des turbines à basse et moyenne chute. Ce sont les courbes du débit Q, de la puissance N_e et du rendement η de la turbine en fonction de la chute nette.

Lorsqu'il s'agit de moyennes et de hautes chutes, la hauteur de chute est généralement sensiblement cons-

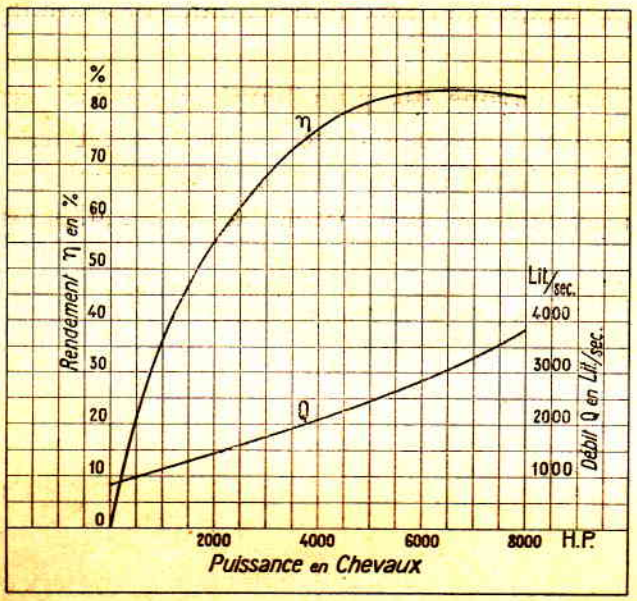


Fig. 117. — Caractéristiques à vitesse et chute constantes et à puissance variable. Turbine Francis à chute moyenne.

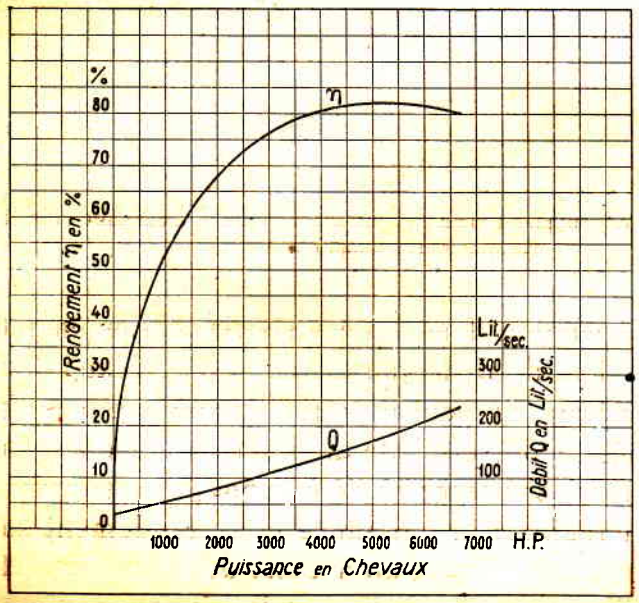


Fig. 118. — Caractéristiques à vitesse et chute constantes et à puissance variable. Turbine Pelton à chute moyenne.

le mieux aux conditions que doit remplir l'installation qu'il a en vue.

Comme nous l'avons dit plus haut, la vitesse étant maintenue sensiblement constante par le régulateur, les caractéristiques *à vitesse variable* et hauteur de chute et débit constants, ne sont pas très intéressantes ; elles peu-

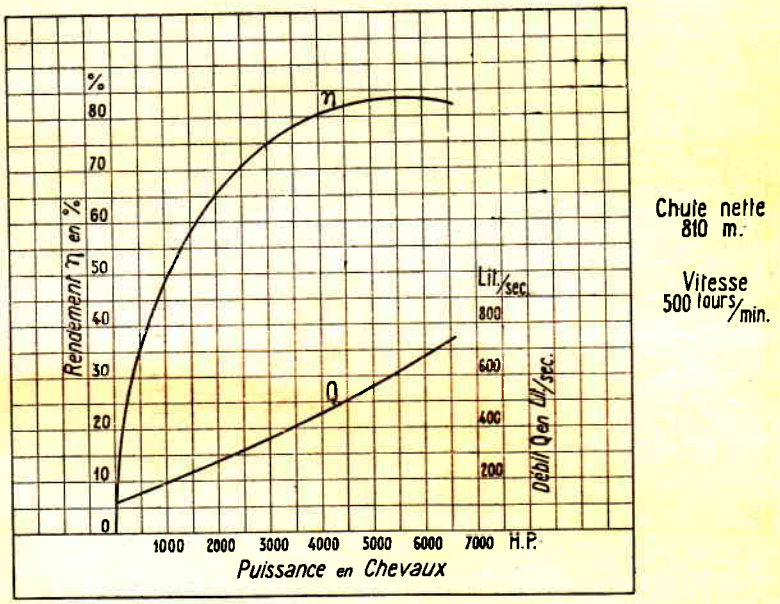


Fig. 119. — Caractéristiques à vitesse et chute constantes et à puissance variable. Turbine Pelton à haute chute.

vent l'être cependant dans des cas spéciaux. Ces caractéristiques varient avec chaque modèle de turbine ; d'une manière générale, on peut dire que le couple moteur est fonction linéaire décroissante du nombre de tours, tout au moins pour les vitesses ne s'éloignant pas beaucoup de la vitesse de régime ; la puissance et le rendement sont des fonctions paraboliques du nombre de tours (fig. 120).

On appelle *vitesse d'emballement* la vitesse maximum que la turbine est susceptible de prendre en tournant à

vide. Cette vitesse est très utile à connaître pour toutes les turbines, car il peut arriver, en cas d'accident au régulateur, que la turbine s'emballe, et il est nécessaire que le générateur accouplé à la turbine, ainsi que la roue mobile de cette dernière, soient calculés de manière à pouvoir tourner sans danger de rupture à cette vitesse d'emballement.

La vitesse d'emballement est environ égale à :

2 fois le nombre de tours normal pour les turbines Francis à faible nombre de tours spécifique ;

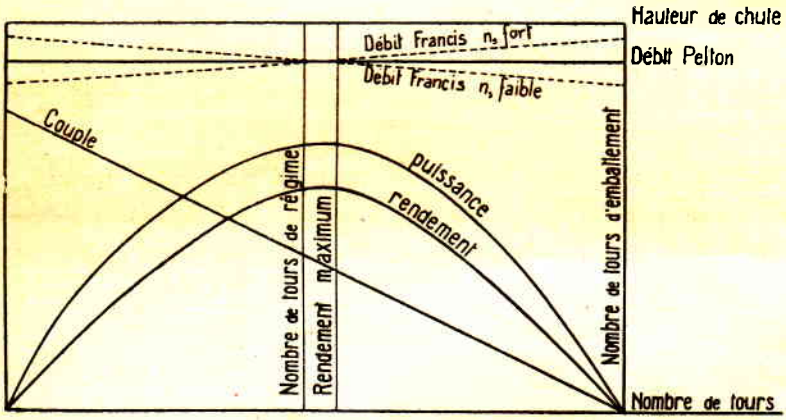


Fig. 120.

2,5 fois pour les Francis à nombre de tours spécifique élevé ;

2,5 à 3 fois pour les Francis à nombre de tours spécifique très élevé ;

1,8 fois pour les turbines Pelton.

Ces chiffres se rapportent aux turbines non accouplées aux générateurs ; l'entraînement du générateur fonctionnant à vide réduit de 2 à 3 % la vitesse d'emballement de la turbine.

Le graphique de la fig. 120 donne l'allure des courbes caractéristiques d'une turbine à vitesse variable et à hauteur de chute et débit sensiblement constants.

Réglage. Régulateurs. — A une charge et à un nombre de tours donnés correspond, pour chaque type de turbine, un débit bien déterminé. Pour maintenir le nombre de tours constant quelle que soit la charge du générateur, il est nécessaire de pouvoir modifier le débit. C'est là le rôle du régulateur.

Nous avons vu, lorsque nous avons décrit les turbines Francis et Pelton, comment on peut augmenter ou diminuer le débit absorbé par ces turbines, soit en déplaçant les directrices du distributeur pour la Francis, soit en manœuvrant les pointeaux des injecteurs pour la Pelton. Il nous reste à dire ici quelques mots du régulateur et des organes de réglage, dont le but est précisément de produire ces modifications du distributeur de telle sorte que lorsque la vitesse tend à augmenter, le débit diminue, et inversement.

Le régulateur lui-même est en général un régulateur à poids et à ressorts, à force centrifuge, d'un type courant, dont les poids en s'écartant de l'axe donnent à un manchon un mouvement linéaire. Le régulateur est entraîné par l'arbre du groupe soit par l'intermédiaire d'une courroie, soit par l'intermédiaire d'engrenages.

Pour les très petites turbines, le manchon peut actionner directement les organes de réglage, mais, en général, le déplacement des ailettes du distributeur d'une Francis ou du pointeau d'une Pelton exige un effort beaucoup plus considérable que celui que peut donner directement le régulateur.

On a alors recours à un moteur auxiliaire appelé servomoteur composé d'un moteur ou simplement d'un piston se déplaçant sous l'action d'eau sous pression ou, plus généralement, d'huile sous pression et actionnant les organes de réglage. Le régulateur commande l'admission de l'huile sous pression d'un côté ou de l'autre du piston,

L'effort nécessaire pour le déplacement des organes de réglage n'est plus ainsi donné par le manchon du régulateur, mais par l'huile sous pression.

Afin d'éviter à chaque variation de charge des oscillations de vitesse, jusqu'à ce que celle-ci ait repris sa valeur d'équilibre, on utilise différents organes sur le détail desquels nous n'insisterons pas, chaque constructeur de turbines adoptant des dispositions différentes.

Le servo-moteur actuellement généralement employé est presque toujours alimenté par de l'huile sous pression débitée par une pompe entraînée elle-même par l'arbre de la turbine; il peut être à simple effet, à double effet, différentiel, etc.

Comme nous l'avons vu lorsque nous avons parlé des turbines Pelton, pour éviter les coups de bélier, le régulateur des turbines de ce type doit, au moment où une variation de charge se produit, dévier en premier lieu le jet et ensuite fermer ou ouvrir lentement le pointeau, tout en ramenant le jet dans sa position normale, c'est-à-dire sur les aubes. Pour éviter les coups de bélier dans le cas des turbines Francis, on peut adopter une disposition analogue ; le régulateur, au moment où une diminution brusque de charge se produit, ouvre un orifice (appelé vanne compensatrice ou déchargeur) placé avant le distributeur et par lequel l'eau s'échappe directement dans le canal de décharge sans traverser la turbine ; en même temps, le distributeur se ferme. L'orifice de décharge se ferme ensuite lentement.

FIN DU TOME PREMIER

N°	Nomenclature des résultats d'expériences portés sur le graphique Planche I	Vitesse moyenne en m
1	Essais américains de Fanning	
2	Canalisation en fonte (diam. 0,90) fortement incrustée, à Zurich .	
3	Luino (Italie). — Canal de fabrique, en tunnel	
4	Saut Mortier (France). — Canal d'installation hydro électrique. .	
5	Simplon (Suisse). — Canal en béton armé (profil carré)	
6	Mont Cenis (Italie). — Canal en béton	1,55
7	Kubel (Suisse). — Tunnel de l'installation hydro-électrique . . .	1,5
8	Vallorbes (Suisse). — Tunnel cimenté.	3,5
9	Les Clées (Yverdon, Suisse). — Canal cimenté	1,0
10	La Goule (France). — Installation hydro-électrique. Profil rectangulaire cimenté	2,25
11	La Goule (France). — Installation hydro-électrique. Profil rectangulaire cimenté	9,8
12	Jajce (Bosnie). — Profil rectangulaire, parois en béton ou planches	2,0
13	Bergamasca (Italie). — Canal rectangulaire en rochers non-revêtus	2,03
14	» » Tunnel en béton	2,30
15	» » Canal en béton cimenté	1,62
16	Morbegno (Italie). — Canal en forme de trapèze, béton	2,36
17	Turbigo (Italie). — Canal en forme de trapèze, béton.	1,0
18	» » » » » »	1,09
19	Vizzola (Italie). — Canal en forme de trapèze, béton	1,35
20	» » » » » »	2,5
21	Jonage (France). — Canal en forme de trapèze, terrain naturel. .	0,71
22	Lech (Bavière). — Canal en forme de trapèze, parois en gravier .	0,74
23	Wangen (Suisse). — Canal en forme de trapèze, fond en gravier, côtés en pavés	0,98
24	Hafslund (Suède). — Canal rectangulaire, parois en béton ou en rocher	2,0
25	Kykkelsrud (Suède). — Canal en forme de trapèze, parois en béton ou en rocher.	2,5
26	Simplon (Suisse). — Canal de drainage du tunnel, parois en béton lisse.	2,6
27	Rheinfelden (Suisse). — Canal d'amenée de l'usine (canal entre murs).	2,0
28	Rheinfelden. — Rhin	1,02
29	Zehnhäusern (Suisse). — Rhône, galets grossiers et rocher . . .	0,55
30	Aarau (Suisse). — Canal, fond en gravier fin, entre murs . . .	1,01
31	Lupatoto (Tessin). — Canal en trapèze, couvert de limon . . .	1,01
32	Kubel (Suisse). — Tunnel de l'usine hydro-électrique, béton cimenté.	1,50
33	» » » » » »	1,45
34	» » » » » »	1,35

Remarque :

N° 6 à 25, extraits de Köhn *(Handbuch der Ingenieurwissenschaft)*.
» 26 à 36, » de la Publication du Bureau d'hydrographie fédéral.
» 37 à 56, » des « Jaugeages exécutés par le Bureau d'hydrographie fédéral ».

COMISION TECNICA Y FINANCIERA DE LAS OBRAS HIDROELECTRICAS DEL RIO NEGRO
DIRECCION GENERAL
MONTEVIDEO

N°		Vitesse moyenne en m
35	Kubel (Suisse). — Tunnel de l'usine hydro-électrique, béton cimenté.	1,20
36	» » » » » »	0,88
37	Nol. — Rhin, parois en gravier.	1,41
38	Mastrils. — Rhin, galets grossiers	4,09
39	» » » »	3,39
40	Nol. — Rhin.	0,86
41	Fluringen. — Rhin.	0,90
42	» »	1,04
43	Outre Rhône. — Rhône.	1,02
44	La Porte de Scex. — Rhône.	1,27
45	Olten. — Aare	1,30
46	Brugg. — Aare	0,76
47	Sarnen (Archivthurm). — Aa.	1,07
48	» (Kernmattbrücke). — Aa.	1,52
49	Payerne. — Broye.	0,73
50	Tessin	0,51
51	Interlaken. — Canal de l'Aare (plantes aquatiques)	0,44
52	Sarnen. — Canal de fabrique terrain naturel	0,98
53	» » » » »	0,96
54	» » » » »	1,08
55	Hochfelden. — Canal de fabrique, terrain naturel	0,82
56	Thun. — Canal de fabrique (canal entre murs)	0,48
57	Bürglen. — Canal Schächenbach (canal entre murs)	0,34
58	Leubringen. — Canal Schüss, parois en béton	0,43
59	Spiezwiler. — Canal Kander, parois en gravier	0,96
60	Pont de Tusy. — Canal Saane, côtés en béton, fond en gravier	1,11
61	Ziegelbrücke. — Canal Linth parois en gravier	1,43
62	» » » » »	1,37
63	Champ-sur-l'Isère. — Conduite en béton armé (2 200 m) et en tôle (2 500 m), diamètre 3,30 m	2,20
64	Capdella sur le Flamisell. — Conduite forcée (diamètre variable de 600 à 800 mm, moyenne 725 mm)	1,00
65	Capdella sur le Flamisell. — Conduite forcée (diamètre variable de 600 à 800 mm, moyenne 725 mm)	4,50
66*a*	Brusio. — Robbia. Conduite forcée, $d_{moy} = 775$ mm	1,10
66*b*	» » » »	2,34
67*a*	Adamello. — Conduite forcée, $d_{moy} = 638$ mm	0,84
67*b*	» » » »	1,20
68*ab*	Rjukanfos. — Conduite forcée, $d_{moy} = 1{,}353$ m	1 à 3,5
69*a*	Tyssedalen. — Conduite forcée, $d_{moy} = 1{,}038$ m	0,7
69*b*	» » » »	2,25
70	Rhin à travers Bâle, d'après des mesures effectuées de 1889 à 1913	1,08
71		0,99
72		1,40
73		1,58
74		1,33
75		1,41

LAVAL. — IMPRIMERIE BARNÉOUD.